

**SKRIPSI**

**ALTERNATIF REDESING STRUKTUR ATAS GEDUNG SERBAGUNA  
WIDYA BAKTI IJEN MALANG DENGAN PENAMPANG KOLOM  
BULAT**



**Disusun Oleh:**

**MERINHO CUCO LOPES DE ARAUJO**

**13.21.090**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

**2017**



# **SKRIPSI**

## **ALTERNATIF REDESING STRUKTUR ATAS GEDUNG SERBAGUNA WIDYA BAKTI IJEN MALANG DENGAN PENAMPANG KOLOM BULAT**



**Disusun Oleh:**

**MERINHO CUCO LOPES DE ARAUJO**

**13.21.090**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG  
2017**





INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1  
Jl. Bendungan Sigara-Gara No.2 Tlp. 551951 – 551431  
MALANG

**PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI**

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : **Merinho Cuco Lopes De Araujo**

NIM : **13.21.090**

Program Studi : **Teknik Sipil S-1**

Fakultas : **Teknik Sipil dan Perencanaan**

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

**ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS GEDUNG SERBAGUNA WIDYA  
BAKTI LIEN MALANG DENGAN PENAMPANG KOLOM BULAT**

Adalah benar-benar merupakan hasil karya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruhnya karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya

Apabila dikemudian hari terbukti atau dapat dibuktikan tugas akhir ini hasil jiplakan atau mengambil karya tulis dan pemikiran orang lain, saya bersedia menerima sanksi atas perbuatan tersebut

Malang, 9 September 2017  
Yang membuat pernyataan



(Merinho C. L. De Araujo)



## MOTTO

Hidup ini bagai Skripsi, banyak bab dan Revisi yang harus dilewati. Tetapi akan  
Selalu berakhir indah, bagi mereka yang pantang menyerah

## PERSEMBAHAN

Skripsi ini saya persembahkan untuk :

1. Tuhan yang maha esa
2. Kedua orang tua saya yang selalu memberikan do'a dukungan dan pertanyaan – pertanyaan terkait perkembangan skripsi setiap hari
3. Bapak **Ir A.A Santosa , MT** dan **Ir Ester Priskasari,MT** yang telah mengarahkan serta membimbing saya sampai selesai skripsi ini
4. Sahabat saya ( ajoe, apeu, santos,viky,putu,farouk, hero, juli , julita, chaca, arifin ,frits, rey,) dan sahabat yang lain yang tidak sebutkan nama yang sering saya repotkan tetapi saya yakin mereka tidak pernah keberatan
5. Teman teman teknik sipil angkatan 2013 yang terus memberikan semangat dalam menyelesaikan skripsi ini
6. Dan my girl friend **Dircia Romanzinha Araujo Magno** yang selalu mendukung saya.



## ABSTRAKSI

### “ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS PERENCANAAN PEMBANGUNAN GEDUNG SERBAGUNA WIDYA BAKTI IJEN MALANG DENGAN PENAMPANG KOLOM BULAT “

Indonesia yang semakin rawan akan terjadinya gempa merupakan salah satu pendorong para ilmuwan-ilmuwan sipil dalam mengeluarkan peraturan-peraturan baru dalam perencanaan suatu struktur agar tahan terhadap gaya akibat gempa. Struktur diharapkan mampu memberikan kapasitas tertentu untuk tetap bertahan dan berperilaku daktail pada saat terjadi gempa kuat.

SNI 2847-2013 yang memberikan hal baru dalam bidang sipil memberikan sistem dan tata cara tersendiri dalam merencanakan struktur tahan gempa yang disebut dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Sehingga peraturan ini sangat diperlukan sosialisasinya dalam masyarakat, baik dari kalangan akademisi, konsultan maupun pelaksana agar apa yang diharapkan dalam standarisasi bisa tercapai dengan baik.

Sehubungan dengan hal diatas direncanakan ulang Gedung Serbaguna Widya Bakti Ijen Malang, yang meliputi: Balok, Kolom, hubungan balok kolom. Dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) seperti yang terdapat dalam SNI 2847-2013 dan SNI 2847-2012. Hal ini karena daerah yang ditinjau merupakan zona gempa Malang dan struktur itu merupakan gedung bertingkat tinggi sehingga harus direncanakan sebagai bangunan tahan gempa. Peraturan pembebanan yang digunakan adalah Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1987, dan analisa statiknya menggunakan STAAD PRO 2008.

Dengan sistem ini struktur diharapkan mempunyai ketahanan terhadap gaya gempa. Selain itu SRPMK juga mengharapakan agar struktur mempunyai pola keruntuhan yang aman yaitu pada saat struktur runtuh, diharapkan agar komponen balok hancur lebih dahulu dari komponen lainnya seperti kolom ataupun hubungan balok kolom. Sehingga sebelum runtuh mampu memberikan waktu plastisitas yang cukup untuk keamanan tersebut.

Untuk mencapai kondisi diatas diperlukan detail penulangan yang benar dan harus disesuaikan dengan system yang ada terutama pada bagian sendi plastis yang kemungkinan mengalami plastisitas lebih dahulu apabila terjadi gempa kuat.

Kata kunci: Struktur Portal, Tahan gempa,



## KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan puji syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa yang telah memberikan Berkah dan Rahmat-Nya, sehingga TUGAS AKHIR ini dapat terselesaikan dengan baik.

Tugas Akhir ini dimaksudkan untuk memenuhi salah satu syarat menyelesaikan Program Pendidikan Sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan di Institut Teknologi Nasional Malang.

Pada kesempatan ini penyusun mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Ir. A.Agus Santosa, MT, selaku Ketua program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang.
2. Ibu Ir. Munasih, MT, selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang.
3. Bapak Ir. . A.Agus Santosa, MT. selaku Dosen Pembimbing I.
4. Bapak Ir Ester Priskasari ,MT selaku Dosen Pembimbing II.
5. Bapak / Ibu dosen Program Studi Teknik Sipil S-1.
6. Kedua orangtuaku tercinta serta saudara-saudaraku yang selalu membantu dan mendoakan saya dalam proses belajar saya di ITN Malang.
7. Seluruh rekan – rekan mahasiswa Teknik Sipil S-1 Angkatan 2013 Institut Teknologi Nasional (ITN) Malang.

Penyusun menyadari bahwa Penyusunan Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna. Demikian jika ada kekurangan dalam hal isi maupun sistematis penulisannya maka penyusun sangat mengharapkan segala masukan dan koreksi guna penyempurnaan Tugas Akhir ini. Dan akhir kata semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi kita semua.

Malang, Agustus 2017

Penyusun



## DAFTAR ISI

### HALAMAN JUDUL

LEMBAR PERSETUJUAN.....	i
LEMBAR PENGESAHAN .....	ii
PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI .....	iii
MOTTO DAN PERSEMBAHAN.....	iv
ABSTRAK.....	v
KATA PENGANTAR .....	vi
DAFTAR ISI .....	vii
DAFTAR NOTASI.....	viii
DAFTAR GAMBAR .....	ix
DAFTAR TABEL.....	x
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1 tinjauan umum.....	1
1.2 Latar Belakang .....	2
1.3 Rumusan Masalah .....	3
1.4 Maksud Dan Tujuan .....	3
1.5 Batasan Masalah.....	3
1.6 Mamfaat Kajian.....	4
Bab II Landasan Teori .....	5
2.1 Umum .....	5
2.2 Jenis-Jenis Kolom.....	6
2.3 Perilaku Kolom Sengkan Persegi Dan Spiral .....	7
2.4 Syarat-Syarat Kolom .....	9
2.4.1 Kolom Dengan Lilitan Spiral .....	9
2.5 Perencanaan Kolom.....	10
2.6 Kapasitas Kolom .....	12
2.7 Kolom Penampang Bulat/Lingkaran .....	13
2.8 Penulangan Kolom .....	15
2.9 Diagram Interaksi Kolom .....	16



2.10 Analisa Pembebanan Struktur .....	17
2.10. 1 Beban Mati .....	17
2.10 .2 Beban Hidup.....	18
2.10. 3 Beban Gempa .....	18
2.11 Kategori Desain Seismik.....	21
2.12 Parameter System Struktur Penahan Gaya Seismic .....	21
2.13 Periode Alami Struktur .....	23
2.14 Perhitungan Koefisien Respons Seismic .....	24
2.15 Respons Spectra .....	25
2.16 Koefisien-Koefisien Situs Dan Parameter-Parameter Respons Spectra Percepatan Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget ( $M_{ce,r}$ ).....	26
2.17 Parameter percepatan desain.....	28
2.18 Respons spectra desain berdasarkan SNI 03-1726 - 2012 .....	29
2.19 Gaya dasar Seismik .....	30
2.20 Simpangan antara Lantai (Story Drift) .....	30
2.21 Arah pembebanan gempa horizontal .....	31
2.22 kombinasi pemebbanan .....	31
2.23 Bangunan Tahan Gempa .....	31
2.24 Pengertian System Rangka Pemikul Momen .....	34
2.25 Wilayah Gempa .....	35
2.26 Eksentritas pusat masa terhadap pusat rotasi lantai .....	37
2.27 Balok .....	39
2.27 .1 keruntuhan Lentur .....	40
2.28. 2 Keruntuhan geser .....	41
2.27. 3 Tulangan geser pada balok .....	42
2.28 Kolom .....	44
2.28.1 Penulangan Geser Kolom .....	47
2.28.2 Batas Spasi Tulangan Geser .....	48
2.28.3 Tulangan transversal Kolom .....	48
2.29 Hubungan Balok Kolom .....	49



<b>BAB III Data Perencanaan .....</b>	<b>57</b>
3.1 Data perencanaan .....	57
3.1.1 Data Bangunan .....	57
3.1.2 Data pembebanan .....	57
3.1.3 Lokasi Kajian .....	58
3.1.4 Metode Pengumpulan Data .....	58
3.1.5 Analisa Data .....	59
3.1.2 Perhitungan Gedung Dengan Kolom Bulat .....	60
3.1.6 diagram alir .....	61
3.2 perencanaan dimensi balok dan kolom .....	62
3.2.1 Dimensi Balok .....	62
3.2.2 Dimensi Kolom .....	63
3.2.3 Dimensi Plat .....	63
3.3 Perhitungan Pembebanan Struktrur .....	68
3.3.1 Pembebanan Pada Atap .....	68
3.3.2 Pembebanan Pada Lantai 5 .....	68
3.3.3 Pembebanan Pada Lantai 4 .....	70
3.3.4 Pembebanan Pada Lantai 3, dan 2 .....	73
3.1.2 Data pembebanan .....	57
3.5 langkah – langkah pendimensian struktur 3D pada staadpro 2008 .....	79
3.5.1 perhitungan pusat masa ( center of mass ) .....	84
3..5.2 Gambar dan dan perhitungan Pusat Massa Lantai .....	91
3.7 menentukan nilai Ss dan SI .....	94
3.7.1. Menentukan kategori resiko bangunan dan factor keutamaan .....	96
3.7.2. menentukan kategori desing seismic (KDS) .....	100
3.7.3. mementukan nilai SDS dan SDI.....	102
3.7.4. menentukan perkiraan perioda fundamental alami.....	107
3.7.5 kinerja batas layan dan kinerja ultimit .....	110
3.8 perhitungan eksentrisitas rencana ed .....	114
3.8.1. jadi eksentrisitas rencana untuk lantai 5 .....	115
<b>BAB IV DESAIN PENULANGAN STRUKTUR .....</b>	<b>121</b>
4.1 Perhitungan Penulangan Balok .....	118



4.1.1 Perencanaan Penulangan Lentur Balok .....	118
4.1.2 Perhitungan Penulangan Geser.....	143
4.2 Perhitungan Penulangan Kolom .....	153
4.2.1 Perhitungan Penulangan Lentur Kolom .....	153
4.2.3 perhitungan diagram interaksi kolom .....	159
4.2.2 Penulangan Geser Kolom .....	181
4.2.3 Perhitungan Pertemuan Balok – Kolom .....	187
4.3 Perhitungan Pendetailan Tulangan .....	189
<b>BAB V PENUTUP .....</b>	<b>191</b>
5.1 kesimpulan .....	191
5.2 saran	193

## DAFTAR PUSTAKA

## LAMPIRAN



## DAFTAR GAMBAR

<b>Gambar 2.1</b> Jenis Jenis Kolom .....	7
<b>Gambar 2.2</b> Keruntuhan Kolom Persegi Dan Spiral .....	8
<b>Gambar 2.3</b> Kontribusi Tulangan Spiral Dan Beton.....	8
<b>Gambar 2.4</b> Kolom Konsentris Dan Kolom Eksentris .....	13
<b>Gambar 2.5</b> Respons Spektrum Gempa Rencana .....	17
<b>Gambar 2.6</b> Peta Respons Spektra Percepatan 0,2 Detik .....	35
<b>Gambar 2.7</b> Peta Respons Spektra Percepatan 0.2 Detikterlampai .....	36
<b>Gambar 2.8</b> Desain Spektra Indonesia .....	37
<b>Gambar 2.9</b> Keruntuhan Balok Beton Bertulang.....	39
<b>Gambar 2.10</b> Gaya Geser Desain .....	43
<b>Gambar 2.11</b> Tegangan Regangan Kolom Beton Bertulang .....	45
<b>Gambar 2.12</b> Geser Desain Untuk Balok Dan Kolom .....	50
<b>Gambar 2.13</b> Ilustrasi Sambungan Balok Kolom SNI 2847 - 2013 .....	51
<b>Gambar 3.1</b> Diagram Alir .....	60
<b>Gambar 3.2</b> Beban Gempa Dan Spectrum Parameter .....	81
<b>Gambar 3.3</b> Beban Gempa Dan Define Spectrum Pairs .....	83
<b>Gambar 3.4</b> Portal 3D Dalam Bentuk Isometric .....	85



<b>Gambar 3.5</b> Potongan Lantai 2 .....	86
<b>Gambar 3.6</b> Potongan Lantai 3 .....	87
<b>Gambar 3.7</b> Potongan Lantai 4 .....	88
<b>Gambar 3.8</b> Potongan Lantai 5 .....	89
<b>Gambar 3.9</b> Beban Gempa Dan Peta Zona Gempa Indonesia .....	92
<b>Gambar 3.10</b> Gambar Puskim Pu.Co Id .....	94
<b>Gambar 3.11</b> Spectrum Respons Design .....	101
<b>Gambar 4.1</b> Diagram Teganga Regangan .....	124
<b>Gambar 4.2</b> Diagram Teganga Regangan .....	128
<b>Gambar 4.3</b> Diagram Teganga Regangan .....	132
<b>Gambar 4.4</b> Diagram Teganga Regangan .....	123
<b>Gambar 4.5</b> Diagram Teganga Regangan .....	137
<b>Gambar 4.6</b> Perhitungan Tulangan Geser .....	145
<b>Gambar 4.7</b> Diagram Gaya Geser Yang Bekerja Pada Balok .....	146
<b>Gambar 4.8</b> Penulangan Geser ( Sengkang ) Pada Balok .....	153
<b>Gambar 4.9</b> Diagram Tegangan .....	161
<b>Gambar 4.10</b> Tegangan Regangan .....	166
<b>Gambar 4.11</b> Diagram Tegangan Regangan .....	170
<b>Gambar 4.12</b> Diagram Tengangan Regangan .....	175



<b>Gambar 4.13</b>	Diagram Diagram Interaksi Kolom .....	180
<b>Gambar 4.14</b>	Strong Kolom Weak Beam .....	186
<b>Gambar 4.15</b>	Pertemuan Balok Kolom .....	187
<b>Gambar 4.16</b>	Pertemuan Balok Kolom Di Joint .....	189



## Daftar Tabel

<b>Tabel 2.1</b> Faktor Keutamaan I Untuk Berbagai Kategori Gedung Dan Bangunan. .....	20
<b>Tabel 2.2</b> Fakro Keutamaan Gempa.....	21
<b>Tabel 2.3</b> Kategori Desain Seismik.....	21
<b>Tabel 2.4</b> Faktor Koefisien Modifikasi Respons( R ) .....	22
<b>Tabel 2.5</b> Nilai Parameter Periode Pendekatan Cr Dan X.....	23
<b>Tabel 2.6</b> Koefisien Untuk Batas Atas Periode Yang Dihitung.....	24
<b>Tabel 2.7</b> Klasifikasi Situs Tanah .....	26
<b>Tabel 2.8</b> Koefisien Situs Fa.....	27
<b>Tabel 2.9</b> Koefisien Situs Fv.....	28
<b>Tabel 3.1</b> Beban Gempa Dinamik Arah X, Z ,Y.....	81
<b>Tabel 3.2</b> Berat Dan Koordinat Lantai 2 .....	87
<b>Tabel 3.3</b> Berat Dan Koordinat Lantai 3 .....	88
<b>Tabel 3.4</b> Berat Dan Koordinat Lantai 4.....	89
<b>Tabel 3.5</b> Berat Dan Kordinat Lantai 5 .....	90
<b>Tabel 3.6</b> Koordinat Per Lantai.....	91
<b>Tabel 3.7</b> Berat Bangunan Per Lantai .....	92
<b>Tabel 3.8</b> Kategori Resiko Bangunan Gedung .....	95
<b>Tabel 3.9</b> Faktor Keutamaan Gempa.....	96



**Tabel 3.10** Perhitungan N ( Nilai Rata Rata Hasil Test Penetrasi Standar Lapisan )

96

**Tabel 3.11** Klasifikasi Situs ..... 97

**Tabel 3.12** Klasifikasi Situs Fa ..... 98

**Tabel 3.13** Klasifikasi Situs Fv ..... 98

**Tabel 3.14** Kategori Design Seismik Berdasarkan Parameter Percepatan Pada  
Periode Pada Periode Pendek ..... 100

**Tabel 3.15** Koefisien Untuk Batas Atas Pada Perioda Yang Dihitung ..... 101

**Tabel 3.16** Koefisien Untuk Batas Atas Pada Perioda Yang Dihitung ..... 102

**Tabel 3.17** Faktor R, Dan  $\Omega_0$  Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa ..... 103

**Tabel 3.18** Perhitungan Pusat Massa Untuk Beban Gempa ..... 109

**Tabel 3.19** Tabel Kinerja Batas Layanan Arah X ..... 111

**Tabel 3.20** Tabel Kinerja Batas Layanan Arah Z ..... 111

**Tabel 3.21** Eksentrisitas Rencana Untuk Lantai 1 -5 ..... 117

**Tabel 4.1** Diagram Interaksi Kolom No. 126 ..... 180



## DAFTAR NOTASI BETON

- A Percepatan puncak Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal sebagai gempa masukan untuk analisis respons dinamik linier riwayat waktu struktur gedung.
- $A_m$  Percepatan respons maksimum atau Faktor Respons Gempa maksimum pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- $A_o$  Percepatan puncak muka tanah akibat pengaruh Gempa Rencana yang bergantung pada Wilayah Gempa dan jenis tanah tempat struktur gedung berada.
- $A_r$  Pembilang dalam persamaan hiperbola Faktor Respons Gempa C pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- b Ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat yang ditinjau, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa; dalam subskrip menunjukkan struktur bawah.
- c Dalam subskrip menunjukkan besaran beton.
- C Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.



- $C_v$  Faktor Respons Gempa vertikal untuk mendapatkan beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen pada unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi.
- $C_1$  Nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana untuk waktu getar alami fundamental dari struktur gedung.
- $d$  Dalam subskrip menunjukkan besaran desain atau dinding geser.
- $d_i$  Simpangan horisontal lantai tingkat  $i$  dari hasil analisis 3 dimensi struktur gedung akibat beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai-lantai tingkat.
- $D_n$  Beban mati nominal yang dapat dianggap sama dengan beban mati rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
- $e$  Eksentrisitas teoretis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan kondisi elastik penuh.
- $e_d$  Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung.
- $E_c$  Modulus elastisitas beton
- $E_n$  Beban gempa nominal yang nilainya ditentukan oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh faktor daktilitas



struktur gedung  $\mu$  yang mengalaminya dan oleh faktor kuat lebih beban dan bahan  $f_1$  yang terkandung di dalam struktur gedung tersebut.

- $E_s$      Modulus elastisitas baja (= 200 GPa)
- $f$        Faktor kuat lebih total yang terkandung di dalam struktur gedung secara keseluruhan, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa nominal.
- $f_1$      Faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam suatu struktur gedung akibat selalu adanya pembebanan dan dimensi penampang serta kekuatan bahan terpasang yang berlebihan dan nilainya ditetapkan sebesar 1,6.
- $f_2$      Faktor kuat lebih struktur akibat kehiperstatikan struktur gedung yang menyebabkan terjadinya redistribusi gaya-gaya oleh proses pembentukan sendi plastis yang tidak serempak bersamaan; rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- $F_b$      Beban gempa horisontal nominal statik ekuivalen akibat gaya inersia sendiri yang menangkap pada pusat massa pada taraf masing-masing lantai besmen struktur bawah gedung.



- $F_i$  Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke-i struktur atas gedung.
- $F_p$  Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada titik berat massa unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik dalam arah gempa yang paling berbahaya.
- $g$  Percepatan gravitasi; dalam subskrip menunjukkan momen yang bersifat momen guling.
- $i$  Dalam subskrip menunjukkan nomor lantai tingkat atau nomor lapisan tanah.
- $I$  Faktor Keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh Gempa Rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan penyesuaian umur gedung itu.
- $I_1$  Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung.
- $I_2$  Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian umur gedung.
- $k$  Dalam subskrip menunjukkan kolom struktur gedung.
- $K_p$  Nilai koefisien pembesaran respons unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik, bergantung pada ketinggian tempat kedudukannya terhadap taraf penjepitan lateral.



- $L_n$  Beban hidup nominal yang dapat dianggap sama dengan beban hidup rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
- $m$  Jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar.
- $M$  Momen lentur secara umum.
- $M_{gm}$  Momen guling maksimum dari struktur atas suatu gedung yang bekerja pada struktur bawah pada taraf penjepitan lateral pada saat struktur atas berada dalam kondisi di ambang keruntuhan akibat dikerahkannya faktor kuat lebih total  $f$  yang terkandung di dalam struktur atas, atau akibat pengaruh momen leleh akhir sendi-sendi plastis pada kaki semua kolom dan semua dinding geser.
- $M_n$  Momen nominal suatu penampang unsur struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal, atau akibat pengaruh momen leleh sendi plastis yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan  $f_1$ .
- $M_y$  Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada ujung-ujung unsur struktur gedung, kaki kolom dan kaki dinding geser pada saat di dalam struktur tersebut akibat pengaruh Gempa Rencana terjadi pelelehan pertama.
- $M_{y,d}$  Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki dinding geser.
- $M_{y,k}$  Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki kolom.
- $n$  Nomor lantai tingkat paling atas (lantai puncak); jumlah lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan besaran nominal.



N	Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada suatu lapisan tanah; gaya normal secara umum.
$N_i$	Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada lapisan tanah ke-i.
$\bar{N}$	Nilai rata-rata berbobot hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah di atas batuan dasar dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
p	Dalam subskrip menunjukkan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.
P	Faktor kinerja unsur, mencerminkan tingkat keutamaan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik dalam kinerjanya selama maupun setelah gempa berlangsung.
PI	Indeks Plastisitas tanah lempung.
$Q_n$	Pembebanan nominal pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban nominal, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor beban.
$Q_u$	Pembebanan ultimit pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban ultimit, dihasilkan oleh kombinasi beban-beban nominal, masing-masing dikalikan dengan faktor beban.
R	Faktor reduksi gempa, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung



tersebut; faktor reduksi gempa representatif struktur gedung tidak beraturan.

- $R_m$  Faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu jenis sistem atau subsistem struktur gedung.
- $R_n$  Kekuatan nominal suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan nominal unsur-unsurnya, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor reduksi.
- $R_u$  Kekuatan ultimit suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan ultimit unsur-unsurnya, yaitu kekuatan nominal yang masing-masing dikalikan dengan faktor reduksi.
- $R_x$  Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-x pada struktur gedung tidak beraturan.
- $R_y$  Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-y pada struktur gedung tidak beraturan.
- $s$  Dalam subskrip menunjukkan besaran subsistem, struktur atau baja.
- $S_u$  Kuat geser niralir lapisan tanah.
- $S_{ui}$  Kuat geser niralir lapisan tanah ke-i.
- $\bar{S}_u$  Kuat geser niralir rata-rata berbobot dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
- $t_i$  Tebal lapisan tanah ke-i.
- $T$  Waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik yang menentukan besarnya Faktor Respons Gempa struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.



- $T_1$  Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan maupun tidak beraturan dinyatakan dalam detik.
- $T_c$  Waktu getar alami sudut, yaitu waktu getar alami pada titik perubahan diagram C dari garis datar menjadi kurva hiperbola pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- $u$  Dalam subskrip menunjukkan besaran ultimit.
- $v_s$  Kecepatan rambat gelombang geser.
- $\bar{v}_s$  Kecepatan rambat rata-rata berbobot gelombang geser dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
- $v_{si}$  Kecepatan rambat gelombang geser di lapisan tanah ke-i.
- $V$  Beban (gaya) geser dasar nominal statik ekuivalen akibat pengaruh Gempa Rencana yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan tersebut.
- $V_e$  Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan.
- $V_m$  Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung dalam kondisi di ambang keruntuhan dengan pengerahan faktor kuat lebih total  $f$  yang terkandung di dalam struktur gedung.



- $V_n$  Pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk struktur gedung dengan tingkat daktilitas umum; pengaruh Gempa Rencana pada saat di dalam struktur terjadi pelelehan pertama yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan  $f_1$ .
- $V_s$  Gaya geser dasar nominal akibat beban gempa yang dipikul oleh suatu jenis subsistem struktur gedung tertentu di tingkat dasar.
- $V_t$  Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung dan yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons atau dari hasil analisis respons dinamik riwayat waktu.
- $V_x^o$  Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-x di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.
- $V_y^o$  Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-y di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.
- $V_1$  Gaya geser dasar nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung.
- $w_n$  Kadar air alami tanah.



- $W_b$  Berat lantai besmen struktur bawah suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- $W_i$  Berat lantai tingkat ke-i struktur atas suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- $W_p$  Berat unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.
- $W_t$  Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- $x$  Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip).
- $y$  Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip); dalam subskrip menunjukkan pembebanan pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung atau momen yang bersifat momen leleh.
- $z_i$  Ketinggian lantai tingkat ke-i suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.
- $z_n$  Ketinggian lantai tingkat puncak n suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.
- $z_p$  Ketinggian tempat kedudukan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik terhadap taraf penjepitan lateral.
- $\beta$  (beta) Indeks kepercayaan (*reliability index*), suatu bilangan yang bila dikalikan dengan deviasi standar distribusi besaran  $\ln (R_u/Q_u)$ , kemudian dikurangkan dari nilai rata-rata besaran tersebut, menghasilkan suatu nilai



besaran itu yang probabilitas untuk dilampauinya terbatas pada suatu persentase tertentu, di mana  $R_u$  adalah kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan  $Q_u$  adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.

- $\gamma$       (gamma)      Faktor beban secara umum.
  
- $\gamma_D$     (gamma-D)    Faktor beban untuk beban mati nominal.
  
- $\gamma_E$     (gamma-E)    Faktor beban untuk beban gempa nominal.
  
- $\gamma_L$     (gamma-L)    Faktor beban untuk beban hidup nominal.
  
- $\delta_m$     (delta-m) : Simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.
  
- $\delta_y$     (delta-y) : Simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat terjadinya pelelehan pertama.
  
- $\zeta$       (zeta) : Koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung, bergantung pada Wilayah Gempa.
  
- $\eta$       (eta): Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.
  
- $\mu$       (mu) : Faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat



mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.

$\mu_m$  (mu-m) Nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu sistem atau subsistem struktur gedung.

$\xi$  (ksi) : Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

$\sigma$  (sigma) Deviasi standar distribusi besaran  $\ln (R_u/Q_u)$ , di mana  $R_u$  adalah

kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan  $Q_u$  adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.

$\Sigma$  (sigma) Tanda penjumlahan.

$\phi$  (phi): Faktor reduksi kekuatan secara umum.

$\psi$  (psi): Koefisien pengali dari percepatan puncak muka tanah (termasuk faktor keutamaannya) untuk mendapatkan faktor respons gempa vertikal, bergantung pada Wilayah Gempa.



# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Tinjauan Umum**

Seiring dengan pesatnya perkembangan pembangunan yang sudah menyebar hampir di seluruh kota-kota besar di Indonesia, banyak didirikannya bangunan-bangunan bertingkat sebagai penunjang dalam proses peningkatan kekuatan dalam persaingan global dibidang IPTEK maupun industry, baik yang dilakukan oleh pihak pemerintah maupun dari pihak swasta. Dilihat dari letak geografis Indonesia termasuk daerah dengan tingkat resiko gempa yang cukup tinggi. Hal ini disebabkan karena wilayah Indonesia berada diantara empat sistem tektoni yang aktif, yakni tapal batas lempeng Eurasia, lempeng Indo-Australia, lempeng Filipina dan lempeng Pasifik. Oleh sebab itu, dalam merencanakan gedung-gedung bertingkat hendaknya direncanakan agar dapat menahan beban lateral gempa.

Dalam perencanaan bangunan bertingkat masalah yang timbul adalah kemampuan struktur tersebut sebagai kesatuan sistem bangunan untuk menahan beban lateral, disamping berat sendiri dari struktur tersebut. Oleh karena itu diperlukan pengetahuan dalam perencanaan struktur yang tahan terhadap beban grafitasi dan beban gempa.

Perencanaan stuktur bangunan tidak hanya memperhitungkan keamanan dan ketahanan sturuktur itu sendiri untuk menahan beban-beban yang bekerja pada stuktur tersebut. Tapi juga harus memberi kn rasa aman dan nyaman bagi orang yang berada pada bangunan tersebut. Maka disini perencana tidak hanya memperhitungkan keamanan dan kenyamanan struktur saja tapi juga harus mengutamakan asas kemanusiaan, yaitu bila bangunan terkena gempa yang kuat melampaui batas rencana, bangunan tidak langsung runtuh sehingga tidak memakan korban jiwa. Tapi bangunan sekunder seperti kaca, kusen dan lain-lain boleh rusak,



karena bangunan sekunder tersebut tidak mempengaruhi struktur utama. Disini kita sebagai perencana dituntut agar bisa merencanakan bangunan tahan gempa yang tidak hanya bisa tahan terhadap gempa tapi juga memberikan keamanan bagi manusia, asset-aset penting dan lain sebagainya yang ada didalam bangunan tersebut.

## **1.2 Latar Belakang**

Pada umumnya suatu perencanaan struktur di Indonesia terutama gedung 5 lantai seperti gedung perkantoran, gedung sekolah, gedung hunian dan lain sebagainya, menggunakan desain kolom persegi untuk menahan kekuatan balok-balok utamanya. Berbagai macam desain kolom persegi yang digunakan menggunakan dimensi yang berbeda-beda sesuai dengan fungsi bangunan dan beban yang dipikul pada bangunan tersebut. Akan tetapi terdapat beberapa elemen struktur yang menggunakan desain kolom bulat atau lingkaran.

Adanya perbedaan yang mendasar dari desain kolom persegi dan kolom bulat/lingkaran dimana kolom bulat yang berpenampang spiral lebih efektif dibandingkan dengan sengkang persegi dalam hal meningkatkan kekuatan kolom (*Jack C McCormac, 2003:278*). Selain itu kolom bulat dengan tulangan spiral mempunyai daktilitas lebih baik dibandingkan kolom persegi yang mempunyai bentuk sengkang tunggal dengan jarak antara yang relatif besar, sehingga adanya spiral ini mempengaruhi baik beban batas maupun keruntuhan dibandingkan dengan kolom yang sama tetapi memakai sengkang (*George Winter dan Arthur H Nielson, 2003:313*).

Dalam proposal skripsi ini penulis ingin mengetahui bagaimana kekuatan kolom bulat yang bisa menahan beban gedung beton bertulang 5 lantai ini. Gedung serbaguna widya bakti ijen Malang merupakan bangunan bertingkat lima lantai, dimana fungsi gedung ini adalah sebagai gedung pertemuan, pada pelaksanaan pekerjaannya gedung ini menggunakan kolom struktur persegi.

Pada penyusunan tugas skripsi ini penulis merubah desain kolom persegi menjadi kolom bulat/lingkaran, dengan tidak merubah desain lain yang telah ada



pada gedung ini seperti desain balok, tebal plat, mutu beton, mutu baja, pondasi, tangga, dan sebagainya. Perubahan yang dilakukan dengan mendasari perencanaan awal dengan tidak merubah desain awal gedung, dimana analisa ini hanya merubah desain kolom persegi menjadi kolom bulat sehingga diperoleh bagaimana kekuatan gedung tersebut dengan aplikasi kolom bulat.

### **1.3 Rumusan Masalah**

Rumusan masalah yang akan di bahas dalam tugas skripsi ini antara lain:

- a) Berapa dimensi kolom bulat dan balok yang mampu menahan beban gempa rencana yang bekerja dan formasi penulangan pada elemen struktur kolom bulat?
- b) Kontrol drift struktur dengan adanya perubahan penampang kolom?
- c) Bagaimana perencanaan hubungan balok kolom ?
- d) Bagaimana gambar detail penulangan kolom bulat ?

### **1.4 Maksud Dan Tujuan**

Adapun tujuan yang ingin dicapai dalam tugas akhir ini antara lain:

- 1) Untuk mengetahui ukuran penampang balok dan kolom yang mampu menahan beban gempa rencana yang bekerja dan formasi penulangan pada elemen struktur kolom.
- 2) Untuk mengontrol besarnya simpangan antar lantai (drift) bangunan.
- 3) Untuk mengambar penulangan lebih detail supaya bisa mengetahui tulangan tekan dan tarik pada kolom dan balok.

### **1.5 Batasan Pembahasan**

Ruang lingkup pembahasan Proposal Skripsi ini dibatasi pada:

- a) struktur yang ditinjau hanya struktur atas (upper structure) saja;
- b) meninjau kolom berpenampang bulat dengan tulangan longitudinal dan tulangan spiral



- c) Design tulangan hanya meliputi perhitungan balok dan kolom;
- d) Portal yang ditinjau line 2
- e) Menggunakan analisa gempa dinamis

Dalam penyusunan ini sepenuhnya berpedoman pada peraturan-peraturan yang berlaku di Indonesia. Peraturan dan metode yang digunakan adalah sebagai berikut:

1. Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI 03-2847-2013)
2. Standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung (SNI-2847-2013)
3. Perhitungan statika menggunakan program STAAD Pro 3 dimensi.

## **1.6 Manfaat Kajian**

### **a) Teoritis**

Diharapkan dapat memberikan manfaat dan informasi secara lebih detail dalam tata-cara perencanaan struktur gedung bertingkat tahan gempa.

### **b) Praktis**

Dalam hasil perencanaan struktur tahan gempa 5 lantai pada bangunan Gedung Serbaguna Widya Bakti Ijen Malang maka diharapkan dapat diketahui beban gempa yang bekerja pada struktur dan dapat merencanakan struktur yang mampu menahan beban gempa rencana.



## **BAB II**

### **LANDASAN TEORI**

#### **2.1 Umum**

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (*frame*) struktur yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban - beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui fondasi. Karena kolom merupakan suatu elemen struktur komponen tekan, maka keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan *collapse* (runtuhnya) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh bats total (ultimate total collapse) seluruh stukturanya.

Keruntuhan kolom sturuktur merupakan hal yang sangat berarti ditinjau dari segi ekonomi maupun segi manusiawi. Oleh karena itu dalam merencanakan kolom perlu lebih waspada, yaitu dengan memberikan kekuatan cadangan yang lebih tinggi daripada yang dilakukan pada balok dan elemen struktur horizontal lainnya, terlebih lagi karena keruntuhan tekan tidak memberikan peringatan awal yang cukup jelas. (*sumber Dr. Edward G. Nawy, P.E. Beton Bertulang*)

Fungsi kolom adalah sebagai penerus beban seluruh bangunan ke pondasi. Bila diumpamakan, kolom itu seperti rangka tubuh manusia yang memastikan sebuah bangunan berdiri. Kolom termasuk struktur utama untuk meneruskan berat bangunan dan beban lain seperti beban hidup (manusia dan barang-barang), serta beban hembusan angin. Kolom berfungsi sangat penting, agar bangunan tidak mudah roboh. Beban sebuah bangunan dimulai dari atap. Beban atap akan meneruskan beban yang diterimanya ke kolom. Seluruh beban yang diterima kolom didistribusikan ke permukaan tanah di bawahnya. Kesimpulannya, sebuah bangunan akan aman dari kerusakan bila besar dari jenis pondasinya sesuai dengan perhitungan. Namun, kondisi tanah pun harus benar-benar sudah mampu menerima beban dari pondasi. Kolom menerima beban dan meneruskannya ke pondasi. Struktur dalam kolom dibuat dari besi dan beton. Keduanya merupakan



gabungan antara material yang tahan tarikan dan tekanan. Besi adalah material yang tahan tarikan, sedangkan beton adalah material yang tahan tekanan. Gabungan kedua material ini dalam struktur beton memungkinkan kolom atau bagian struktural lain seperti sloof dan balok bisa menahan gaya tekan dan gaya tarik pada bangunan.

## **1. Jenis-Jenis Kolom**

Dalam buku struktur beton bertulang (*Istimawan dipohusodo*, 1994) ada tiga jenis kolom beton bertulang yaitu :

- a) Kolom ikat (*tie column*)
- b) Kolom spiral (*spiral column*)
- c) Kolom komposit (*composite column*)

Adapun penjelasan dari masing-masing kolom diatas sebagai berikut :

### **a) Kolom menggunakan pengikat sengkang lateral**

Kolom ini merupakan kolom beton yang ditulangi dengan batang tulangan pokok memanjang, yang pada jarak spasi tertentu diikat dengan pengikat sengkang ke arah lateral. Tulangan ini berfungsi untuk memegang tulangan pokok memanjang agar tetap kokoh pada tempatnya. Terlihat dalam gambar 2.1 .(a).

### **b) Kolom menggunakan pengikat spiral**

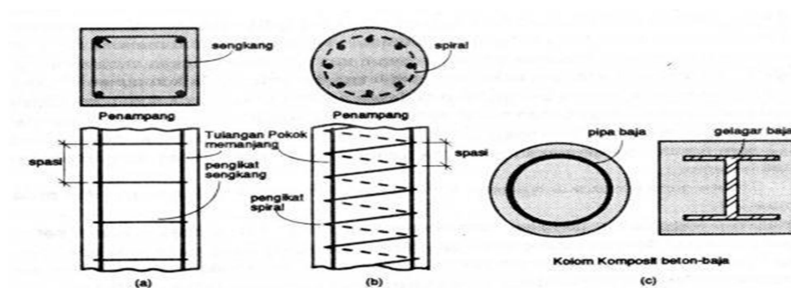
Bentuknya sama dengan yang pertama hanya saja sebagai pengikat tulangan pokok memanjang adalah tulangan spiral yang dililitkan keliling membentuk heliks menerus di sepanjang kolom. Fungsi dari tulangan spiral adalah memberi kemampuan kolom untuk menyerap deformasi cukup besar sebelum runtuh, sehingga mampu mencegah terjadinya kehancuran seluruh struktur sebelum proses redistribusi momen dan tegangan terwujud. Seperti pada gambar 2.1.(b).

### **c) Struktur kolom komposit**

Seperti tampak pada gambar 2.1.(c). Merupakan komponen struktur tekan yang diperkuat pada arah memanjang dengan gelagar baja profil atau pipa, dengan atau tanpa



diberi batang tulangan pokok memanjang.



Gambar 2.1 Jenis-Jenis Kolom

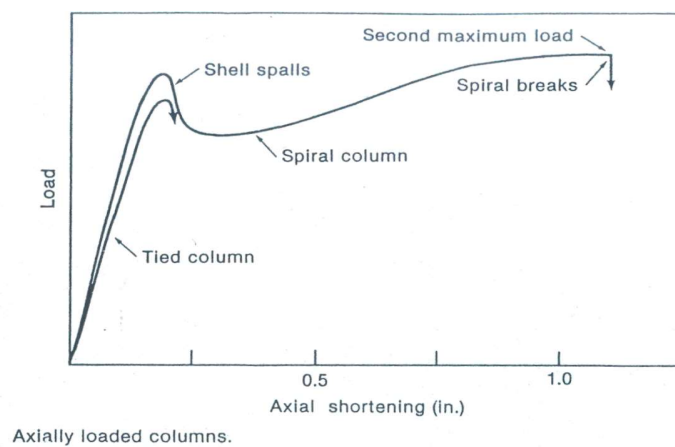
### 2.3 Perilaku Kolom Sengkang Persegi dan Spiral

Tulangan sengkang pada kolom berfungsi mencegah tulangan longitudinal menekuk keluar dan menahan ekspansi lateral beton inti akibat menerima beban aksial. Pada kolom sengkang persegi, tulangan sengkang mempunyai jarak tertentu yang berarti juga merupakan jarak sokongan tulangan longitudinal, apabila kolom persegi diberi beban aksial sampai runtuh, mula-mula beton pembungkus (beton diluar tulangan sengkang) akan pecah (gompal) dan setelah itu tulangan longitudinal akan menekuk keluar karena beton pembungkus (yang berfungsi sebagai sokongan lateral) sudah hancur, tulangan sengkang juga akan bengkok keluar karena beton mengalami ekspansi keluar akibat beban aksial, yang pada akhirnya akan menyebabkan kolom runtuh, kejadian ini seringkali terjadi tiba-tiba pada struktur kolom persegi.

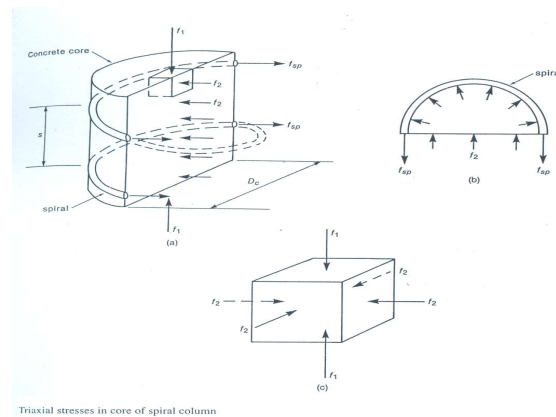
Sedangkan apabila kolom spiral dibebani aksial sampai runtuh, perilaku keruntuhan berbeda dengan kolom persegi dan relatif lebih baik. Ketika beton pembungkus mulai pecah (gompal), kolom tidak runtuh tiba-tiba, karena kekuatan beton inti masih bisa memberikan



kontribusi menahan beban akibat sokongan tulangan spiral (seperti pada gambar 2.1), yang selanjutnya kolom akan berdeformasi lebih lanjut sampai tulangan longitudinal leleh dan kolom runtuh. Gompal pada pembungkus beton sebagai peringatan akan terjadi keruntuhan kolom apabila beban terus bertambah, walaupun beton inti masih dapat sedikit memikul beban lagi sampai akhirnya runtuh. Hal ini menjadikan kolom spiral lebih daktail (runtuh bertahap) dibanding kolom persegi.



Gambar 2.2 keruntuhan kolom persegi dan spiral



Gambar 2.3 kontribusi tulangan spiral pada beton

Perilaku keruntuhan pada kolom persegi dan spiral diatas digambarkan pada diagram beban-lendutan akibat aksial, pada mulannya, kedua kurva sama, ketika beban terus meningkat sampai maksimum, kolom persegi akan runtuh tiba-tiba dan kolom spiral akan mengalami keruntuhan bertahap.

## **2.4 Syarat-Syarat Kolom**

### **2.4.1 Kolom dengan lilitan Spiral**

Apabila ukuran melintang minimum kolom tidak ditentukan lain oleh pembatasan tulangan, maka dalam segala hal kolom struktural dengan lilitan spiral tidak boleh mempunyai ukuran penampang kurang dari 17 cm.

Dalam segala hal, luas tulangan memanjang kolom tidak boleh diambil kurang dari 1% dari luas penampang teras beton, dengan minimum 6 buah batang tulangan. Diameter (diameter pengenalan) tulangan memanjang tidak boleh diambil kurang dari 10 mm.

Jarak bersih antar tulangan spiral tidak boleh melebihi 75 mm dan juga tidak kurang dari 25 mm.

Dalam segala hal, luas tulangan memanjang kolom tidak boleh diambil lebih dari 6% dari luas penampang beton yang ada. Apabila tulangan memanjang kolom disambung dengan sambungan lewatan pada stek maka luas tulangan memanjang maksimum sedapat mungkin dibatasi sampai 4% dari luas penampang beton yang ada.

Penampang teras beton yang dikurung oleh lilitan spiral senantiasa harus berbentuk bulat. Bentuk luar dari penampang, kecuali bulat dapat juga bujur sangkar, segi delapan, segi enam dan lain-lain. Tulangan memanjang harus disebar merata sepanjang keliling teras beton.

Jika lilitan spiral tidak boleh diambil lebih dari  $\frac{1}{5}$  dari diameter teras beton atau 7,5 cm dan tidak boleh diambil kurang dari diameter batang spiral ditambah 2,5 cm. Diameter batang spiral tidak boleh diambil kurang dari  $\frac{1}{4}$  diameter (diameter pengenalan) batang



tulangan memanjang yang terbesar dengan minimum 6 mm pada jenis baja lunak dan baja sedang dan 5 mm pada jenis baja keras. Sambungan dari batang spiral harus berupa sambungan lewatan dengan jarak minimum sebesar setengah lilitan, kemudian membengkok kedua ujung batang spiral  $90^\circ$  kedalam sepanjang setengah diameter teras beton.

## **2.5 Perencanaan Kolom**

Kolom beton bertulang sulit untuk dianalisis dan didesain karena sifat komposit pada materialnya, keadaan rumit tegangan yang diakibatkan beban aksial dan lentur, serta karena beban aksial tekan yang dapat menyebabkan terjadinya tekuk. Ada dua jenis kolom beton bertulang, yaitu yang bertulangan spiral dan biasanya berpenampang lingkaran, dan yang bersengkang dan biasanya berpenampang persegi panjang. Spiral dan sengkang berfungsi memegang tulangan memanjang dan mencegah pemisahan dan tekuk tulangan itu sendiri. Kolom bertulangan spiral mempunyai perilaku yang lebih diinginkan pada keadaan yang dekat gagal, dan dalam memikul beban lateral, dibandingkan dengan yang bersengkang, meskipun yang disebut terakhir ini lebih murah dan mudah dibuat. Perilaku yang berbeda ini diwujudkan dengan penggunaan harga-harga  $f$  yang berbeda pada cara desain kekuatan batas. (Daniel L. Schodeck, 1999:285)

Dalam perencanaan kolom yang dibebani aksial dan lentru harus memenuhi peraturan pada SNI 03-2847-2013, hal 74-75 yaitu sebagai berikut :

Perencanaan penampang yang di bebani lentur atau aksial atau kombinasi beban lentur dan aksial hrus didasarkan atas kompatibilitas regangan dan tegangan dengan menggunakan asumsi dalam 10.2 SNI 03-2847-2013.

Kondisi regangan seimbang terjadi pada penampang ketika tulangan tarik mencapai regangan yang berhubungan dengan tegangan leleh  $f_y$  pada saat yang bersama dengan tercapainya regangan batas 0,003 pada bagian beton yang tertekan.

Penampang adalah terkendali tekan jika regangan tarik dalam baja tarik terjauh  $\xi_t$ , sama dengan atau kurang dari batas regangan terkontrol tarik bila beton tekan mencapai batas regangan asumsi sebesar 0,003. Batas regangan terkendali tekan adalah regangan seimbang. Untuk tulangan mutu 420 Mpa, untuk semua tulangan prategang, diizinkan untuk menetapkan batas regangan. Terkendali tekan sama dengan 0,002.

Penampang adalah terkendali tarik jika regangan tarik neto dalam baja tarik terjauh  $\xi_t$ , sama dengan atau lebih besar dari 0,005 bila beton tekan mencapai batas regangan asumsi sebesar 0,003. Penampang dengan  $\xi_t$ , antara batas regangan terkendali tekan dan 0,005 membentuk daerah transisi antara penampang terkendali tekan dan terkendali tarik.

Untuk komponen struktur lentur non prategang dan struktur nonprategang dengan beban aksial terfaktor kurang dari  $0.10 f_c' A_g$ ,  $\xi_t$  pada kekuatan nominal tidak boleh kurang dari 0,004. Pemakaian tulangan tekan diizinkan terkait dengan tulangan tarik tambahan untuk meningkatkan kekuatan komponen struktur lentur.

Desain beban aksial  $\phi P_n$  dari komponen struktur tekan tidak boleh lebih besar dari  $\phi P_{n,max}$ , yang dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan spiral yang memenuhi 7.10.4 atau komponen struktur komposit yang memenuhi 10.13:  $\phi P_n(max) = 0,85 (0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$ .

Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan pengikat yang memenuhi 7.10.5 :  $\phi P_n(max) = 0,85 (0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$

Untuk komponen struktur prategang, kekuatan aksial desain,  $\phi P_n$  tidak boleh diambil lebih besar 0,85 (untuk komponen struktur dengan tulangan spiral) atau 0,80 (untuk komponen struktur dengan tulangan pengikat ) dari kekuatan aksial desain pada eksentrisitas nol  $\phi P_n$ .

Komponen struktur yang dibebani aksial tekan harus didesain terhadap momen maksimum yang mungkin menyertai beban aksial. Beban aksial terfaktor  $P_u$  dengan eksentrisitas yang ada tidak boleh melampaui nilai yang diberikan dalam 10.3.6. momen



terfaktor maksimum  $\mu$  harus diperbesar untuk memperhitungkan pengaruh kelangsingan sesuai dengan 10.10

## 2.6 Kapasitas Kolom

kapasitas suatu kolom yang mengalami beban aksial murni ( Axial Load only ) terjadi apabila kolom hanya menahan beban sentris pada penampangnya (tampa eksentris ). Pada kondisi ini gaya luar akan di tahan kolom yang secara matematis dirumuskan dalam persamaan :

$$P_o = \{0,85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\}$$

Dimana :

$f_c'$  = kuat tekan kolom yang disyaratkan (MPa)

$A_g$  = luas penampang kolom

$A_{st}$  = luas tulangan total

$f_y$  = kuat tarik tulangan baja yang diizinkan (MPa)

Namun kekuatan yang dihitung dengan rumus diatas jarang sekali bisa diperoleh pada suatu kolom karena normalnya selalu ada momen pada kolom akan mereduksi kapasitas aksial kolom. Momen tersebut bisa terjadi akibat :

Tidak konsentrisnya as kolom dari satu lantai terhadap lantai berikutnya.

Mengimbangi momen pada kolom.

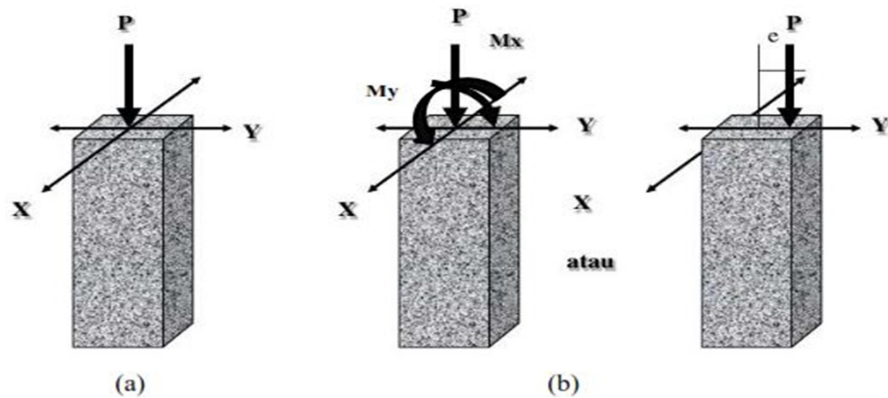
Penulangan yang tidak sentris yang mengakibatkan tidak berhimpitnya titik berat geometriknya dengan titik berat penampang.

Untuk memperhitungkan efektif dari momen yang tidak diharapkan tersebut maka kapasitas aksial kolom harus dikalikan dengan 0,85 untuk kolom dengan spiral dan 0,8 untuk kolom dengan sehingga :

$$P_n = 0,85 \cdot P_o \text{ (kolom dengan spiral )}$$

$$P_n = 0,80 \cdot P_o \text{ (kolom dengan sengkang)}$$

Secara umum, kolom akan menerima beban seperti yang disajikan dalam gambar berikut :



Gambar 2.4 (a) kolom konsentris, (b) kolom eksentris

Apabila beban  $p$  bergeser dari sumbu kolom, maka timbul eksentrisitas beban pada penampang kolom. Sehingga kolom harus memikul kombinasi pembebanan aksial dan momen.

## 2.7 Kolom Penampang Bulat/Lingkaran

### a) Kolom dengan pengaku (Tidak bergoyang)

Pada perencanaan kolom, harus memperhitungkan factor kelangsingan. Berdasarkan SNI 2847- 2013 pasal 10.10, faktor kelangsingan momen maksimum  $M_u$  harus diperbesar pengaruh kelangsingan.

Perhitungan Nilai  $k$

Perhitungan Momen Inersia Penampang Balok dan Kolom berdasarkan SNI 2013 pasal 13

$$\text{Kolom} = I_g = 0.7 \times \frac{1}{12} \times b \times h^3 \quad (2.2)$$

$$\text{Balok} = I_g = 0.35 \times \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

Perhitungan Modulus Elastisitas Beton berdasarkan SNI 2013 pasal 8-10,14,19

$$W_c^{1,5} 0,043 \sqrt{f'_c}$$

(dalam MPa) untuk nilai  $W_c$  antara 1440 dan 2560  $\text{kg/m}^3$  . untuk beton normal,  $E_c$  diizinkan diambil sebesar  $4700 \sqrt{f}$  (2.3)



Perhitungan Rasio Beban Berfaktor

$$\beta d = \frac{1.4 Pd}{\sum Pu} \quad (2.4)$$

Perhitungan Kekakuan Lentur komponen struktur tekan

$$EI = \frac{(E_c I_g / 5)}{1 + \beta_{dns}} + E_s I_s \quad (2.5)$$

Perhitungan Rasio Kekakuan Balok dan Kolom

$$\psi A = \frac{EI_{kolom} / L}{EI_{balok} / L} \quad (2.6)$$

### Faktor Panjang Kolom

Nilai faktor panjang kolom diperoleh dari diagram Nomogram SNI 03-2847- 2013. Apabila nilai yang diperoleh dari persamaan 4.11 tidak terpenuhi, maka faktor kelangsingan perlu diperhitungkan, dalam hal ini gaya momen hasil dari statika perlu dikoreksi (diperbesar). Pembesaran momen berdasarkan SNI 2013 pasal 10 dihitung menggunakan persamaan :

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (2.7)$$

$$\delta_{ns} = \frac{cm}{1 - \frac{pu}{0,75 \times Pc}} \geq 1.0 \quad (2.8)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(K \ell_u)^2} \quad (2.9)$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \quad (2.10)$$

$$M_{2,min} = P_u ( 15,24 + 0,03h) \quad (2.11)$$

b) Kolom tanpa pengaku (Bergoyang)

Faktor kelangsingan pada struktur kolom tanpa pengaku adalah :

$$\frac{K \ell_u}{r} \geq 22 \quad (2.12)$$

Pembesaran momen pada kolom tanpa pengaku menggunakan persamaan :

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (2.13)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1 \quad (2.14)$$

Untuk kolom tanpa pengaku, maka perlu dilakukan pemeriksaan terhadap kestabilan kolom dengan menggunakan persamaan :

$$Q = ((1 + \beta d) \times Q_1) \leq 0.6$$

Keterangan :  $M_c$  = Momen koreksi

$M_2$  = Momen terbesar hasil statika

$\delta_{ns}$  = Faktor pembesar momen untuk kolom yang ditahan terhadap goyangan ke samping

$C_m$  = Faktor koreksi momen

$P_c$  = Beban kritis

$EI$  = Kekakuan lentur komponen struktur tekan

$P_u$  = Beban aksial terfaktor

$Q$  = Stabilitas Index

$B_d$  = Rasio beban aksial tetap terfaktor maksimum terhadap beban aksial terfaktor maksimum

$E_c$  = Modulus Elastisitas Beton

$\psi$  = Rasio Kekakuan Balok dan Kolom

$\beta_d$  = Rasio Beban Berfaktor

## 2.8 Penulangan Kolom

Batasan tulangan pada komponen struktur yang mengalami gaya tekan menurut SNI 2013 pasal 12.9.1 adalah

Untuk kolom dengan sengkang lateral

$$\rho_{g_{min}} = 0.01 \quad (2.15)$$

$$\rho_{g_{max}} = 0.06 \quad (2.16)$$

b. Untuk kolom dengan sengkang spiral



$$\rho_{s \min} = 0.45 \times \left[ \frac{A_g}{A_c - 1} \right] \times \left[ \frac{f_c}{f_y} \right] \quad (2.17)$$

c) Kebutuhan tulangan ditentukan dengan persamaan berikut

$$A_{st} = \rho \cdot A_{gr} \quad (2.18)$$

$$\rho = r \beta \quad (2.19)$$

Nilai  $r$  diperoleh dari diagram interaksi kolom, Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang berdasarkan SKSNI T-15-1991- 03. Pada sumbu horisontal ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\frac{P_u}{\phi \times A_{gr} \times 0.85 \times f'_c} \times \frac{e_t}{h} \quad (2.20)$$

Sumbu vertikal ditentukan dengan persamaan :

$$\frac{P_u}{\phi \times A_{gr} \times 0.85 \times f'_c} \quad (2.21)$$

Keterangan :

$A_{st}$  = Luas penampang tulangan

$A_{gr}$  = Luas penampang kolom

$\beta$  = faktor mutu beton

## 2.9 Diagram Interaksi Kolom

Beban yang bekerja pada kolom, biasanya berupa kombinasi antara beban aksial dan momen lentur. Besar beban aksial dan momen lentur yang mampu ditahan oleh kolom bergantung pada ukuran/dimensi kolom, dan jumlah serta letak baja tulangan yang ada/terpasang pada kolom tersebut. Hubungan antara beban aksial dan momen lentur digambarkan dalam suatu diagram yang disebut diagram interaksi kolom M - N, yaitu dapat memberikan gambaran tentang kekuatan dari kolom yang bersangkutan.

Diagram interaksi kolom dibuat dengan pertolongan dua buah sumbu (yaitu sumbu vertikal dan sumbu horizontal) yang saling berpotongan dan tegak lurus sesamanya.

Sumbu vertikal menggambarkan besar beban aksial P atau gaya normal N, sedangkan sumbu horizontal menggambarkan besar momen lentur M yang dapat ditahan oleh kolom.

Prosedur pembuatan diagram interaksi kolom dilaksanakan dengan memperhitungkan kekuatan kolom berdasarkan 5 kondisi beban pada suatu penampang kolom dan juga untuk mempermudah dapat menggunakan program bantuan komputer yang dinamakan PCACOL. Diagram interaksi kolom ini juga menghasilkan beban aksial nominal ( $P_n$ ) dan beban momen nominal ( $M_n$ ) yang mampu ditahan oleh kolom.

Kolom dikatakan mampu menahan beban yang bekerja apabila nilai beban aksial perlu sebesar  $P_u$  dan beban momen perlu sebesar  $M_u$  yang sudah diplotkan pada sumbu diagram, titik potongnya berada di dalam diagram interaksi. Tetapi sebaliknya jika titik potongnya berada diluar diagram interaksi, maka kolom tersebut tidak mampu menahan beban yang bekerja. (Ali Asroni, 2010:17-18)

## **2.10 Analisa Pembebanan Struktur**

Perencanaan pembebanan pada struktur ini berdasarkan Peraturan Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung non gedung, dan pedoman perencanaan pembebanan untuk Rumah dan Gedung SNI 03-1726-2013. Pembebanan tersebut antar lain:

### **a) Beban mati/tetap (berat sendiri)**

Adalah berat dari semua bagian bangunan yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, alat atau mesin yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dengan bangunan. Beberapa unsur tambahan beban mati yang meliputi bahan bangunan dan komponen gedung antara lain

Berat Beton Bertulang	:	$24 \text{ KN/m}^3$
Berat tangga dan bordes	:	$3 \text{ KN/m}^2$
Berat Spesi per cm tebal	:	$0.21 \text{ KN/m}^2$



Berat keramik per cm tebal	:	$0.22 \text{ KN/ m}^2$
Berat Plafond	:	$0.11 \text{ KN/m}^2$
Berat Penggantung	:	$0.07 \text{ KN/m}^2$
Berat Dinding Pas. Batu Merah	:	$17 \text{ KN/ m}^3$

#### **b) Beban hidup (LL)**

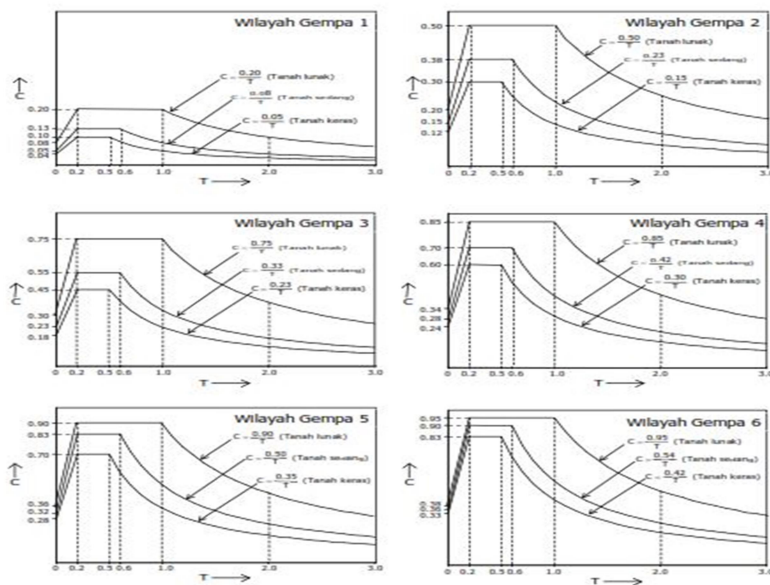
Adalah berat dari penghuni dan atau barang-barang yang dapat berpindah, yang merupakan bagian dari bangunan. Nilai beberapa beban hidup antara lain:

Beban hidup pada lantai 3 dan 4 ( kantor )	:	$2.5 \text{ KN/m}^2$
Beban hidup pada lantai 2 dan 5 ( pertemuan )	:	$4 \text{ KN/m}^2$
Beban hujan	:	$10 \text{ KN/m}^2$

#### **c) Beban gempa (E)**

Beban gempa adalah beban yang timbul akibat percepatan getaran tanah pada saat gempa terjadi. Untuk merencanakan struktur bangunan tahan gempa, perlu ketahui percepatan yang terjadi pada batuan dasar. Berdasarkan hasil penelitian yang telah dilakukan, wilayah indonesia dibagi ke dalam 6 wilayah zona gempa.

Struktur bangunan yang akan direncanakan terletak pada wilayah gempa 4. Berikut ini adalah grafik dan tabel respons spektra pada wilayah gempa zona 4 untuk kondisi tanah lunak, sedang, dan keras.



Berdasarkan SNI 1726 – 2012 dalam menentukan kategori resiko gedung dan bangunan

**Table 2.1 faktor keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan**

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <p>Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan , maupun perikanan</p> <p>Fasilitas sementara</p> <p>Gudang penyimpanan</p> <p>Rumah jaga danstruktur lainnya</p>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, II, IV, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <p>Perumahan</p> <p>Ruko dan kantor</p> <p>Pasar</p> <p>Gedung perkantoran</p> <p>Gedung apartemen</p> <p>Pusat perbelanjaan</p> <p>Bangunan industry</p>	II



Fasilitas manufaktur Pabrik	
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan</p> <p>Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk ke dalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan</p> <p>Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan, atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting , termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <p>Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</p> <p>Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</p> <p>Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi serta garasi kendaraan darurat</p> <p>Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</p> <p>Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</p> <p>Pusat pembangkit energi, dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</p> <p>Menara</p>	IV

*Sumber: SNI 03-1726-2012 Pasal 4.1*

Dari hasil Tabel 2.1 diatas, didapatkan kategori resiko gedung yang akan direncanakan dan faktor keutamaan gempanya dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

**Tabel 2.2 Faktor keutamaan gempa**

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

*Sumber: SNI 03-1726-2012 Pasal 4.1*

Nilai  $I_e$  pada tabel diatas akan dipergunakan dalam rumus untuk menentukan koefisien respon seismik yang akan dibahas pada subbab selanjutnya.

### 2.11 Kategori desain Seismik

Kategori desain seismik adalah kategori yang menentukan jenis sistem rangka yang akan digunakan pada perencanaan sesuai dengan nilai  $S_{DS}$ ,  $S_{D1}$  dan kategori resiko gedungnya.

Nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  sendiri didapat dengan persamaan sebagai berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \text{ dan } S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

Dimana  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$  dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \text{ dan } S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

Nilai  $F_a$  dan  $F_v$  dapat dilihat pada ta

bel 2.9 dan 2.10

**Tabel 2.3 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek**

Nilai $SD1$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$SD1 < 0,067$	A	A
$0,067 < SD1 < 0,133$	B	C
$0,133 < SD1 < 0,20$	C	D
$SD1 > 0,20$	D	D

*Sumber: SNI 03-1726-2012 pasal 6.5*



## 2.12 Parameter sistem struktur penahan gaya seismik

Berdasarkan SNI 03-1726 - 2012 7.2.1, pemilihan sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter - parameter berikut:

Faktor koefisien modifikasi respons ( $R$ )

Faktor kuat lebih sistem ( $C_d$ )

Faktor pembesaran defleksi ( $\Omega_0$ )

Faktor batasan tinggi sistem struktur

Tabel 2. ( Faktor koefisien modifikasi respons ( $R$ ), faktor kuat lebih system ( $\Omega_0$ ), factor pembesaran defleksi ( $C_d$ ), dan batasan tinggi sistem struktur untuk sistem penahan gaya gempa.

Tabel 2.4 Faktor koefisien modifikasi respons ( $R$ ), faktor kuat lebih system ( $\Omega_0$ ), factor pembesaran defleksi ( $C_d$ ),

Sistem penahan-gaya seismic	Pasal SNI 1726 dimana persyaratan pendetailan ditetapkan	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran an defleksi $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur (m) <sup>c</sup>				
					Katgori desain seismic				
					B	C	D <sub>d</sub>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	5.2.5.5 dan 7.2	8	3	5½	T B	T B	T B	T B	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	7.2	5	3	4½	T B	T B	TI	TI	TI
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	7.2	3	3	2½	T B	TI	TI	TI	TI

Sumber: SNI 03-1726-2012 hal. 36

Keterangan:

TB = Tidak dibatasi

TI = Tidak diijinkan

### 2.13 Periode Alami Struktur

Periode adalah besarnya waktu yang dibutuhkan untuk mencapai satu getaran. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan dimana frekuensi alami pada struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2, terdapat dua nilai batas untuk periode bangunan, yaitu nilai minimum periode bangunan ( $T_{a \text{ minimum}}$ ) dan nilai maksimum periode bangunan ( $T_{a \text{ maksimum}}$ ).

Nilai minimum periode bangunan ( $T_{a \text{ minimum}}$ ) ditentukan oleh rumus:

$$T_{a \text{ minimum}} = c_r h_n^x$$

Di mana:

$T_{a \text{ min}}$  = Nilai batas bawah periode bangunan

$H_n$  = Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

$C_r$  = Ditentukan dari tabel 2.6

$x$  = Ditentukan dari tabel 2.6Tabel

#### 2.5 Nilai Parameter periode pendekatan $C_r$ dan $x$

Tipe Struktur	$C_r$	$X$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100% seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangkadari defleksi jika gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka Beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

*Sumber: SNI 03-1726-2012*



Nilai maksimum periode bangunan ( $T_{a \text{ maksimum}}$ ) ditentukan oleh rumus:

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}}$$

$T_{a \text{ maks}}$  = Nilai batas atas periode bangunan

$C_u$  = Ditentukan dari Tabel 2.7

Tabel 2.6 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter Percepatan Respons Spektra Desain Pada 1 DetikD1	Koefisien (Cu)
0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
0,1	1,7

*Sumber: SNI 03-1726-2012*

## 2.14 Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1, perhitungan koefisien respons seismik ( $C_s$ ) Harus ditentukan sesuai dengan rumus sebagai berikut:

$$C_{s(max)} = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}}$$

Di mana:

$S_{DS}$  = adalah parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

$R$  = adalah faktor modifikasi respons berdasarkan Tabel 2.5

$I$  = adalah faktor keutamaan Gempa yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.2

Nilai  $C_s$  yang dihitung pada persamaan di atas tidak perlu melebihi nilai berikut ini:

$$C_{s(hitung)} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$$

Nilai  $C_s$  yang dihitung tidak kurang dari nilai berikut ini:

$$C_{S(minimum)} = 0.044S_{DS}I \geq 0.01$$

Sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana  $S_1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6 g, maka  $C_s$  harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

Di mana:

$S_D$  = adalah parameter percepatan respons spektrum desain pada period 1 detik

$S_1$  = adalah parameter percepatan respons spektrum desain yang ditetapkan

$T$  = adalah periode struktur dasar (detik)

## 2.15 Respons spectra

Respons spektra adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur  $T$ , lawan respon-respon maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respons spektra merupakan konsep pendekatan yang digunakan untuk keperluan perencanaan bangunan.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 6.3, respons spektra desain harus ditentukan dan dibuat terlebih dahulu berdasarkan data-data yang ada. Data-data yang dibutuhkan dan prosedur untuk pembuatan respons spektra berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 6.3 adalah Parameter percepatan batuan dasar

Parameter  $S_s$  (Percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan  $S_1$  (Percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik seperti yang ada pada Gambar 2.1 dan Gambar 2.2 dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.



Parameter kelas situs

Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasikan sebagai kelas situs SA, SB, SC, SD, SE dan SF berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 5.3 dapat dilihat pada tabel 2.8

Tabel 2.7 Klasifikasi situs

Kelas situs	$V_s$ (m/detik)	N atau $N_{ch}$	$S_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	50 s/d 750	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	d 750	> 50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	75 s/d 350	15 s/d 50	50 s/d 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	A atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: Indeks plastisitas, $PI > 20$ , Kadar air, $w > 40\%$ , dan Kuat geser $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikutii pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah Lempung sangat organik dan atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $IP > 75$ ) Lapisan lempung lunak / medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa		

Sumber: SNI 03-1726-2012

Catatan, N/A = tidak dapat dipakai

## 2.16 Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spectra percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $MCE_R$ )

Untuk penentuan respons spektra percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Berdasarkan SNI 03-1726-2013 pasal 6.2, faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik ( $F_v$ ). Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{M1} = F_v S_1$$

Di mana:

$S_{MS}$  = Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs

$S_{M1}$  = Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs

$F_a$  = Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek

$F_v$  = Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik

Koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  ditentukan berdasarkan Tabel 2.9 dan 2.10

Tabel 2.9 Koefisien situs,  $F_a$

PKelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik $SS$				
	$SS < 0,25$	$SS = 0,5$	$SS = 0,75$	$SS = 1$	$SS > 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,7	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SSb				

Sumber: SNI 03-1726-2012



Tabel 2.10 Koefisien situs,  $F_v$

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

*Sumber: SNI 03-1726-2012*

Keterangan :

Nilai-nilai  $F_a$  maupun  $F_v$  yang tidak terdapat pada tabel dapat dilakukan proses interpolasi linier

SS merupakan yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon situs spesifik.

## 2.17 Parameter percepatan spektra desain

Parameter percepatan spektral desain adalah parameter yang akan dimasukkan dalam perencanaan koefisien respons seismik dan kategori desain seismik. Parameter ini dapat ditentukan setelah mengetahui Parameter percepatan respon spektral MCE ( $S_M$ ) pada getaran periode pendek dan 1 detiknya. Parameter percepatan spektra desain untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

dimana:

$S_{DS}$  = Parameter percepatan respons spektra desain pada periode pendek  
 $S_{D1}$  = Parameter percepatan respons spektra desain pada periode 1 detik

## 2.18 Prosedur pembuatan respons spektra desain berdasarkan SNI 03-1726-2012

Untuk periode yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons desain,  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$ .

Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Di mana:

$S_{DS}$  = Parameter percepatan respons spektra desain pada periode pendek

$S_{D1}$  = Parameter percepatan respons spektra desain pada periode 1 detik

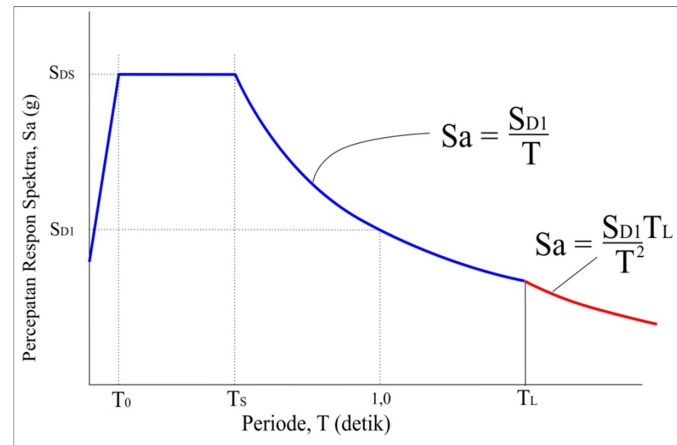
$T$  = Periode getar fundamental struktur

Untuk nilai  $T_0$  dan  $T_s$  dapat digunakan rumus sebagai berikut:

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$





Gambar 2.5 Spektrum respon desain

Sumber: SNI 1726 2012 Pasal 6.4

## 2.19 Gaya Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726-2012, Geser dasar seismik ( $V$ ) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut ini :

$$V = C_s W_t$$

Dimana :

$C_s$  = koefisien respons seismik

$W_t$  = berat total gedung

## 2.20 Simpangan Antar Lantai (Story Drift)

Simpangan antar lantai adalah pergeseran posisi (defleksi) antara pusat massa sebuah lantai dengan lantai yang berada di atas atau di bawahnya akibat dari penyerapan beban yang dialami oleh struktur.

Berdasarkan SNI 1726-2012, simpangan antar lantai hanya ada kinerja batas ultimate saja tanpa mempertimbangkan kinerja batas layannya.

Defleksi pusat massa di tingkat  $x$  ( $\delta_x$ ) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

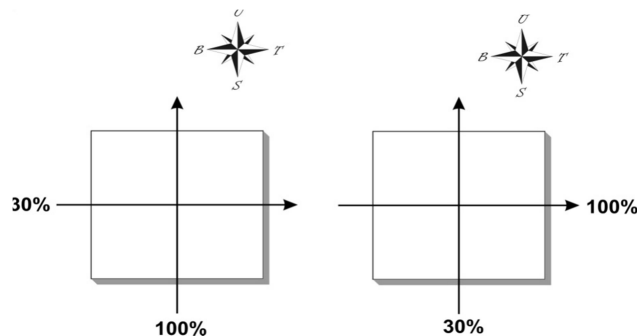
Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.12.1, Simpangan antar lantai ini tidak boleh melebihi dari batas-batas yang ditentukan. Untuk semua struktur lainnya yang termasuk dalam kategori resiko gedung I dan II, batas simpangan antar lantai ultimitnya ( $\Delta_a$ ) tidak boleh melebihi dari  $0,020 h_{sx}$ .

$$\Delta \leq \Delta_a$$

Tujuan dari pemberian batasan ini adalah agar struktur tidak terlalu kaku (Rigid) dan tidak terlalu melentur. Struktur yang terlalu kaku tidak memberikan adanya tanda-tanda kerusakan struktur dan struktur yang terlalu melentur memberikan efek yang tidak nyaman pada penghuni.

## 2.21 Arah pembebanan gempa horizontal

Pengaruh gempa horisontal adalah pengaruh gempa yang bekerja dalam dua arah sumbu yang saling tegak lurus dimana arah sumbu utamanya berlaku 100% dari beban gempa rencana ditambah dengan 30% beban gempa rencana dari arah yang saling tegak lurus dengan arah sumbu utamanya. Beban gempa horisontal adalah beban gempa yang paling berpengaruh dalam pembebanan gempa karena menyebabkan kerusakan struktur terbesar. Hal ini dikarenakan arah beban gempa ini saling tegak lurus terhadap struktur gedung yang berdiri secara vertikal diatas tanah dan menyebabkan beban geser lateral (V) itu sendiri.



## 2.22 Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2013 kekuatan perlu U harus paling tidak sama dengan pengaruh beban terfaktor dalam persamaan di bawah ini. Pengaruh salah satu atau lebih beban yang tidak bekerja secara serentak harus diperiksa (beban S (salju) dalam persamaan-persamaan di bawah dihapus karena tidak relevan, lihat Daftar Deviasi).

$$U = 1,4D$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$$

$$U = 1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$$

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 1,6 (Lr \text{ atau } R)$$

$$U = 1,2D + 1,0Ex + 0,3Ey + 1,0L$$

$$U = 1,2D + 1,0Ey + 0,3Ex + 1,0L$$

$$U = 0,9D + 1,0W$$

$$U = 0,9D + 1,0Ex + 0,3Ey$$

$$U = 0,9D + 1,0Ey + 0,3 Ex \text{ kecuali sebagai berikut :}$$

Faktor beban pada beban hidup L dalam persamaan di atas diizinkan direduksi sampai 0,5 kecuali untuk garasi, luasan yang ditempati sebagai tempat perkumpulan publik, dan semua luasan dimana L lebih besar dari 4,8 kN/m<sup>2</sup>

Bila W didasarkan pada beban angin tingkat layan, 1,6W harus digunakan sebagai pengganti dari 1,0W dalam persamaan di atas dan 0,8W harus digunakan sebagai pengganti dari 0,5W dalam persamaan di atas.

Dihilangkan karena tidak relevan, lihat Daftar Deviasi

## 2.23 Bangunan Tahan Gempa

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana semua unsur struktur gedung, baik bagian dari subsistem struktur gedung maupun bagian dari sistem struktur gedung seperti rangka (portal), dinding geser, kolom balok, lantai, lantai tanpa balok (lantai cendawan) dan kombinasinya, harus diperhitungkan memikul pengaruh gempa



rencana, sehingga struktur yang direncanakan tidak akan mengalami kerusakan pada waktu menahan beban gempa yang kecil atau sedang dan tidak akan mengalami keruntuhan yang fatal ketika terjadi gempa yang kuat. Struktur yang direncanakan harus mampu bertahan oleh beban bolak-balik memasuki perilaku inelastik tanpa mengurangi kekuatan yang berarti. Karena itu, selisih energi beban gempa harus mampu disebarkan dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam bentuk kemampuan ini yang disebut sebagai kemampuan daktilitas struktur.

Daktilitas juga dapat diartikan kemampuan suatu struktur gedung yang untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali di bolak-balik akibat gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi ambang keruntuhan.

Perencanaan bangunan gedung pada tugas akhir ini adalah struktur yang direncanakan mampu berperilaku daktil dengan tingkat daktilitas parsial (daktilitas dua dengan  $\mu = 1,5 - 5$ ). Untuk mendapatkan suatu struktur yang mampu berperilaku daktil dengan tingkat daktilitas parsial maka dalam skripsi ini perencanaan struktur gedung “serbaguna Widya Bakti Ijen Malang” direncanakan ulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan desain suatu struktur diantaranya:

#### **a) Kemampuan Layan**

Dalam perencanaan, struktur yang di desain tersebut harus dapat menahan beban tanpa kelebihan tegangan pada material dan mempunyai deformasi yang masih dalam batas-batas yang diijinkan. Pemilihan ukuran dan elemen yang dipilih merupakan penentu utama dalam menahan kemampuan layan tersebut

#### **b) Efisiensi**

Prinsip utama perencanaan desain struktur dalam bidang konstruksi adalah bagaimana mendesain bangunan yang kuat dan aman namun dengan biaya yang relative murah

(ekonomis).

**c) Daktilitas**

Kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastis yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelemahan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekuatan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan, terlihat pada gambar di bawah ini:

**d) Konstruksi**

Tinjauan konstruksi sering dipengaruhi struktural dimana penggunaan elemen-elemen struktural akan efisien apabila material yang digunakan mudah didapat dan dibuat.

Desain struktur harus mencakup:

**e) Keamanan**

Struktur yang didesain harus aman dan kait pada struktur akan mencakup beban-beban yang bekerja padanya yaitu beban mati (berat sendiri), beban hidup (manusia, angin, dll) dan beban gempa.

**f) Kekakuan**

Dalam perencanaan suatu gedung perlu diperhitungkan kekuatannya agar didapat struktur yang kaku dan dapat memperkuat struktur saat terjadi gempa. Kekuatan merupakan syarat mutlak yang harus sangat dipikirkan oleh perencana dan merencanakan suatu bangunan struktur. Karena suatu struktur tidak akan dapat diterima jika bangunan tersebut tidak kaku walaupun sangat kuat.

## **2.24 Pengertian Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)**

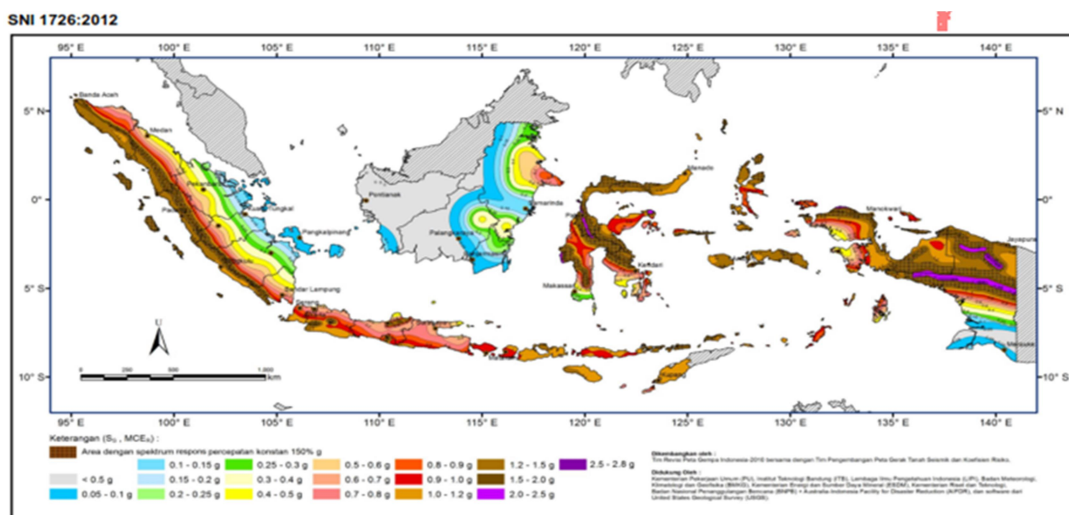
Yang dimaksud dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Menurut buku “Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa” oleh Prof. Ir. Rachmat Purwono, M.Sc adalah suatu sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur dan joint-jointnya

menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial. Ada 3 jenis Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) yaitu:

- Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB).
- Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM).
- Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

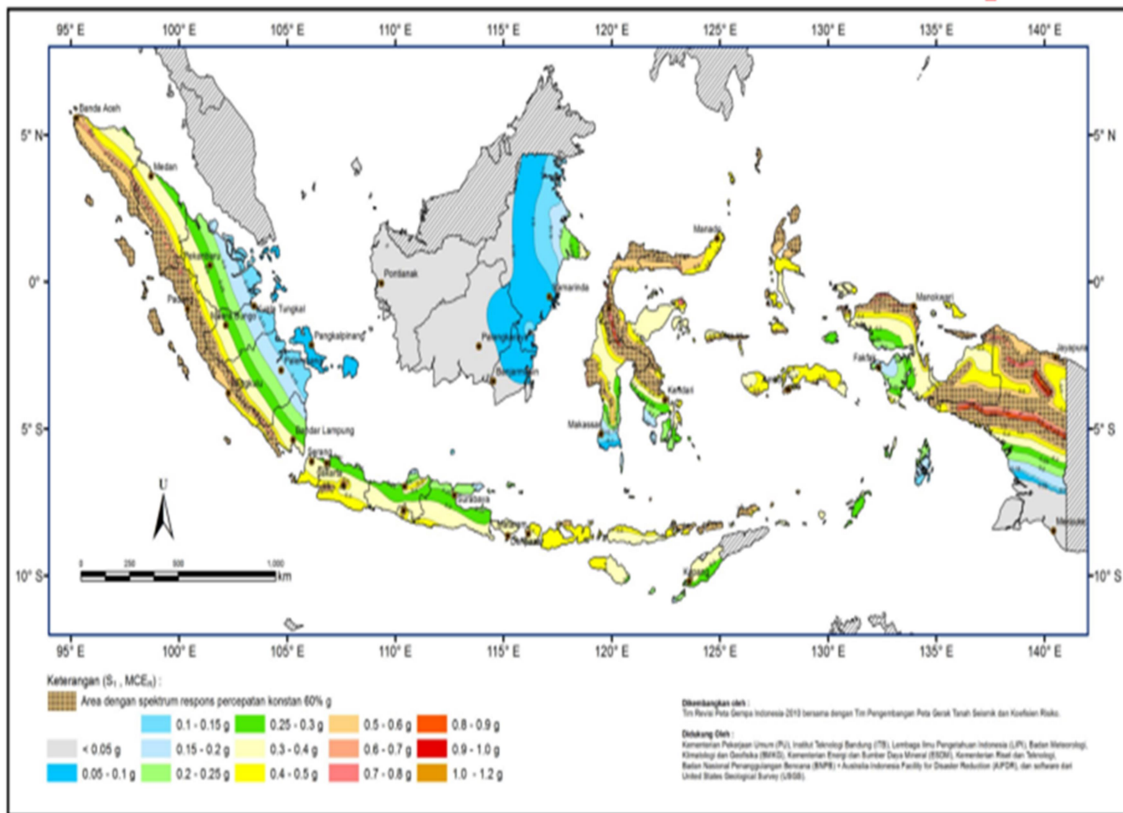
## 2.25 Wilayah gempa

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 14, wilayah gempa ditetapkan berdasarkan parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik) dan  $S_1$  (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik). Pada Peta wilayah gempa SNI 03-1726-2012, wilayah gempa dibagi berdasarkan percepatan maksimum batuan dasar dan respon spektra di batuan dasar. Pada SNI 03-1726-2012 ini, zonasi peta gempa menggunakan peta gempa untuk probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun. Untuk klasifikasi wilayah gempa, peta gempa terbaru ini menggunakan warna-warna yang menunjukkan parameter  $S_s$  dan  $S_1$  untuk setiap besaran spektrum respon percepatan. Untuk lebih jelasnya dapat diperhatikan pada gambar dibawah ini.



Gambar 2.6 Peta respons spektra percepatan 0,2 detik ( $S_s$ ) di batuan dasar  $S_B$

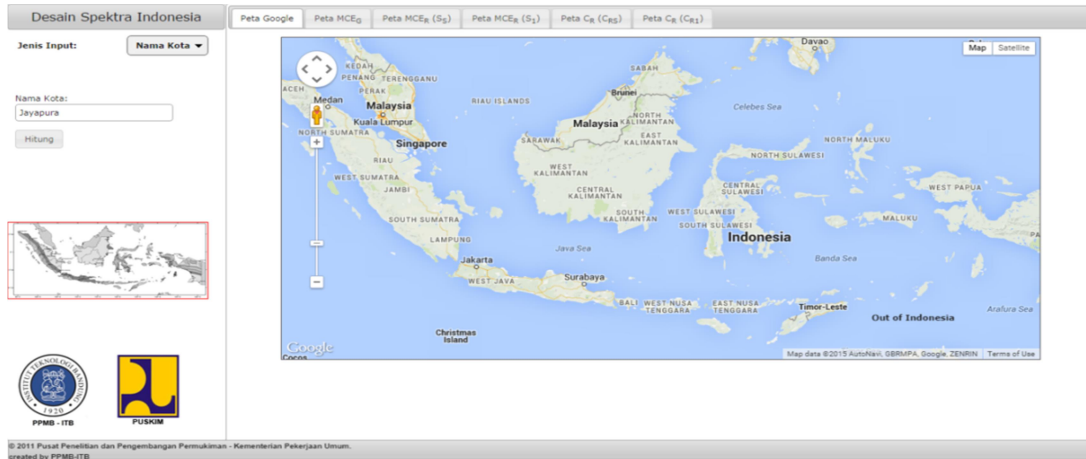




Gambar 2.7 Peta respons spektra percepatan 0,2 detik ( $S_S$ ) di batuan dasar  $S_B$  untuk

probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun berdasarkan SNI-03-1726-2012 hal. 134

Di dalam peta zonasi gempa ini, setiap warna mewakili besaran parameter percepatan batuan dasar mulai dari yang terendah hingga yang paling tinggi. Daerah yang tidak memiliki warna (Daerah abu-abu) adalah daerah yang tidak terpengaruh oleh gempa karena berada jauh dari lempeng benua yang merupakan pusat gempa bumi terjadi. Untuk mengetahui nilai percepatan batuan pada tiap-tiap kota yang ingin direncanakan maupun lokasi yang lebih akurat dari peta diatas, bisa dilakukan analisa menggunakan program bantu **Desain Spektra Indonesia** yang bisa diakses pada situs:



<http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain Spektra Indonesia 2017>

**Gambar 2.8 Desain Spektra Indonesia**

## **2.26 Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi Lantai Tingkat**

Pusat massa lantai tingkat suatu struktur gedung adalah titik tangkap *resultant* beban hidup yang sesuai, yang bekerja pada lantai tingkat itu. Pada perencanaan struktur gedung, pusat massa adalah titik tangkap beban gempa statik ekuivalen atau gaya gempa dinamik.

Pusat rotasi lantai tingkat suatu struktur gedung adalah suatu titik pada lantai tingkat itu yang bila suatu beban horisontal bekerja padanya, lantai tingkat tersebut tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi, sedangkan lantai-lantai tingkat lainnya yang tidak mengalami beban horisontal semuanya berotasi dan bertranslasi.

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat ( $e$ ) harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana  $e_d$ . Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan  $b$ , maka eksentrisitas rencana  $e_d$  harus ditentukan sebagai berikut :

Untuk  $0 < e \leq 0,3 b$  :

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \text{ atau } e_d = e - 0,05 b$$

dan pilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang di tinjau :

Untuk  $e > 0,3 b$

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \text{ atau } e_d = 1,17 e - 0,1 b$$

dipilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur subsistem struktur gedung yang di tinjau.

Dimana :

**E** = Eksentrisitas teoretis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung dalam subskrip menunjukkan kondisi elastik penuh.

**ed** = Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung.

**B** = ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas rencana  $e_d$  antar pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat menurut pasal 5.4.3. harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi. (*sumber : Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung SNI-2847-2013*)

Pada objek proyek ini bentuknya cenderung simetris menyebabkan Pusat Massa (Center of Mass) terhadap Pusat Kekakuan (Center of Rigidity) cenderung kemungkinan berimpit maka, akan tetapi efek eksentrisitas perlu ditinjau untuk mengetahui apakah diperlukan suatu eksentrisitas rencana.



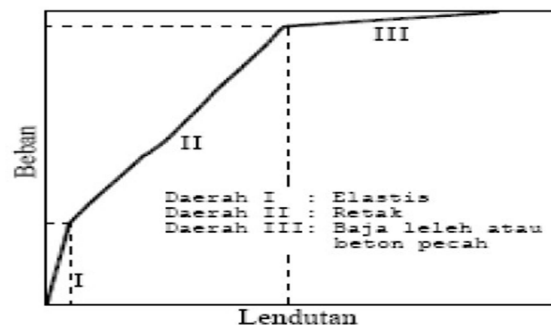
## 2.27 Balok

Balok beton adalah bagian dari struktur yang berfungsi sebagai momen menuju struktur kolom. Balok dikenal sebagai elemen lentur, yaitu elemen struktur dominan memikul gaya dalam berupa momen gaya lentur dan geser.

Menurut Prof Widodo dalam buku “Analisis Tegangan Regangan” beton memiliki sifat rangka yang terjadi pada beton yang dibebani secara tetap dalam jangka waktu yang lama. Oleh karena itu pada balok beton dikenal istilah *short-term (immediate) deflection* dan *long-term deflection* yang membuat lendutan. Lendutan adalah fungsi dari kekakuan yaitu perkalian antara modulus elastisitas beton  $E_c$  dengan inersia penampang  $I$ . lendutan itu harus dibatasi, karena berkaitan dengan kenyamanan dan seni dalam arsitektur. SNI beton 2013 dengan tegas menyebut dalam butir 9.5 terhadap Kontrol lendutan. Balok beton bisa retak ketika menahan momen lentur seawaktu seart bawah tarik ( momen positif ), beton sebenarnya bisa menahan tngangan tarik tersebut, tetapi tegangan tarik sangat kecil.

Perilaku keruntuhan pada struktur balok pada umumnya adalah lentur, tentu saja itu akan terjadi jika rasio bentang ( $L$ ) dan tinggi balok ( $h$ ) cukup besar. Jika rasio kecil maka digolongkan sebagai balok tinggi (*deep beam*) keruntuhan geser dominan.

Apabila perilaku keruntuhan balok beton di atas dua tumpuan dapat digambarkan dalam bentuk kurva lendutan, maka kurva lendutan tersebut adalah sebagai berikut :



Gambar 1. keruntuhan balok beton bertulang

Ada dua jenis balok keruntuhan yaitu :

### 2.27.1 Keruntuhan lentur

Gambar 2. Tegangan regangan balok beton bertulang yang menerima momen positif

Notasi:

$\epsilon_s$  = Regangan pada baja

$C$  = Resultan gaya tekan pada beton

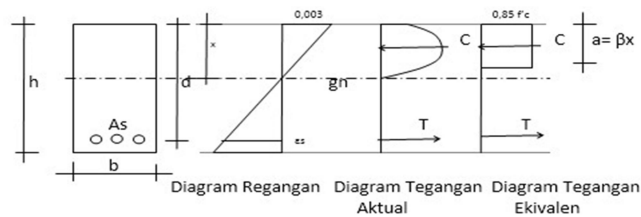
$T$  = Resultan gaya tarik pada tulangan

$A_s$  = Luas tulangan tarik

$a$  = Tinggi benda tegangan pada beton

berdasarkan gambar 2 untuk memudahkan perhitungan maka dipakai diagrama tegangan persegi ekuivalen maka

Resultan gaya tekan pada beton :



$$C = 0,85 f'_c \cdot b \cdot a \dots\dots\dots 1.2$$

Dimana..... :

$C$  = Resultan gaya tekan pada beton

$f'_c$  = Kuat tekan beton

$b$  = Lebar muka tekan beton struktur

$a$  = Tinngi benda pada tegangan beton

Resultan gaya tarik pada tulangan:

$$T = A_s \cdot f_y \text{ (tulangan dianggap leleh)} \dots\dots\dots 2.2$$

Dimana:

T = Resultan gaya tarik pada tulangan

As = Luas tulangan tarik

fy = Kuat leleh tulangan baja

Ditinjau penampang balok beton bertulang dalam kondisi under *reinforced*, keruntuhan lentur dimulai dari tulangan baja yang mengalami leleh. Pada kondisi tersebut, momen nominal yang menyebabkan keruntuhan lentur dengan persamaan:

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots 2.3$$

Dimana :

Mn = momen nominal

As = luas tulangan tarik

fy = kuat leleh kuat baja

d = jarak dari serat tekan ke pusat tulangan tarik

a = tinggi balok tegangan persegi ekuivalen.

Dengan

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \dots\dots\dots 2.4$$

Dimana :

a = Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen

As = luas tulangan tarik

fy = kuat leleh kuat baja

f'c = kuat tekan beton

b = lebar muka tekan komponen struktur

### 2.27.3 Keruntuhan Geser Balok

Gaya geser pada balok sepenuhnya dipikul oleh beton, sedangkan gaya Setelah terjadi retak geser lentur maka retak akan merambat sepanjang tulangan lentur, keretakan ini akan melepaskan lekatan tulangan memanjang dengan beton. Balok akan berperilaku seperti



busur dua sendi, yang kemudian diakhiri dengan hancurnya beton tekan. geser nominal yang dapat disumbangkan beton adalah:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d \dots\dots\dots 2.5$$

Dimana :

$V_c$  = gaya geser

$F_c$  = kuat tekan beton

$B_w$  = lebar badan

$D$  = jarak dari serat tekan ke pusat tulangan tekan

#### 2.27.4 Tulangan Geser pada Balok

Pada awal menentukan tulangan geser pada balok adalah mencari gaya geser gempa ( $V_e$ ). Pasal 21.5.4.1 SNI 2847 – 2013 menyatakan bahwa gaya geser rencana  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka join. Diasumsikan bahwa momen momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin,  $M_{pr}$  pekerja pada muka muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani dengan beban grafitasi terfaktor disepanjang bentangnya.

Nilai kuat lentur maksimm tulangan dapat dihitung dengan :

$$M_{pr} = A_s 1,25 f_y (d - 0,59 \frac{A_s 1,25 f_y}{f_c' b_w})$$

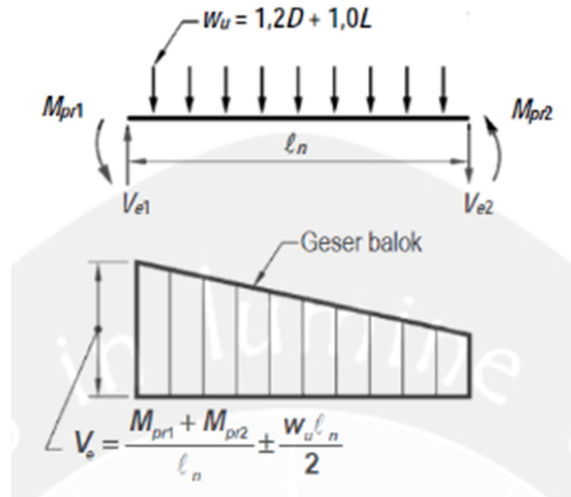
Gaya geser akibat gempa dihitung dengan

$$V = \frac{M_{pr1} M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u l_n}{2}$$

Keterangan :

$M_{pr}$  = kuat lentur maksimum tulangan

$A_s$  = luas tulangan baja yang digunakan



Gambar gaya geser desain

( dikutip dari pasal 21.6.2.2 SNI 2847 – 2013 )

Pasal 21.6.5.2 SNI 2847 – 2013 menyatakan bahwa pada daerah sendi plastis,  $v_c = 0$  bilamana keduanya (a) dan (b) terjadi:

Gaya geser ditumbulkan gempa yang dihitung sesuai dengan 21.6.5.1, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam  $l_o$ .

Gaya tekan aksial terfaktor,  $p_u$ , termasuk pangaruh gempa kurang dari  $A_g f'_c / 10$

Jika kontribusi geser dari beton  $V_c \neq 0$ , pasal 11.2.1.1 SNI 2847 – 2013 menetapkan kuat geser beton untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur sebagai berikut :

$$V_c = 0,17\lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

Dengan  $\lambda = 1$  untuk beton normal

Kuat geser nominal yang harus ditahan oleh tulangan geser dihitung dengan persamaan

$$V_s = \frac{v_u}{\phi} - v_c$$

Dengan nilai  $V_s \text{ maks} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d$

Untuk spasi tulangan geser pasal 11.4.7.2 SNI 2847 – 2013 dihitung dengan persamaan

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Menurut pasal 21.5.3.2 SNI 2847 – 2013, sengkang tertutup pertama harus ditempatkan  $\leq 50$  mm dari muka komponen struktur. Spasi sengkang tidak boleh melebihi :

$d/4$

6 kali diameter batang tulangan lentur utama

150 mm

Menurut pasal 11.4.5.1 SNI 2847 – 2013 pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang kait gempa pada kedua ujungnya harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari  $d/2$  disepanjang bentang komponen struktur.

## 2.28 Kolom

Berdasarkan SNI 2847 2013 Kolom adalah komponen struktur bangunan yang tugas utamanya menyangga beban aksial tekan vertikal dengan bagian tinggi yang tidak ditopang paling tidak tiga kali dimensi lateral terkecil. Fungsi kolom adalah sebagai penerus beban seluruh bangunan ke pondasi.

Menurut SNI 2847-2013 ada empat ketentuan terkait perhitungan kolom Kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum yang berasal dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Kombinasi pembebanan yang menghasilkan rasio maksimum dari momen terhadap beban aksial juga harus diperhitungkan.

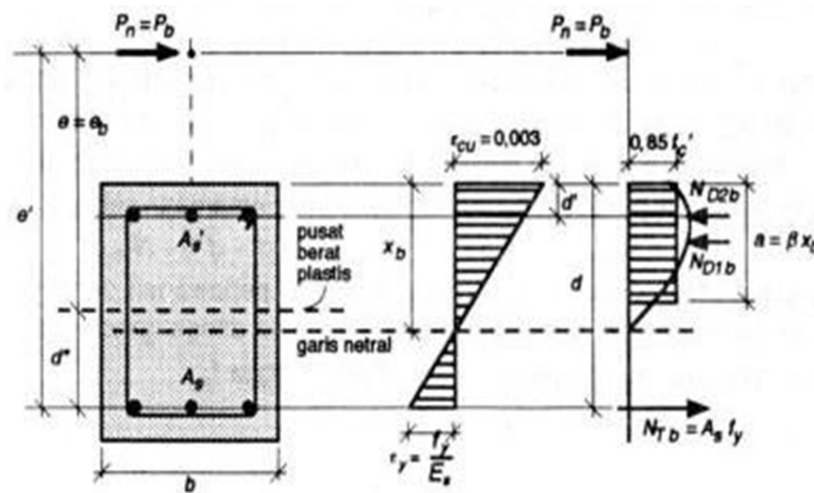
Pada konstruksi rangka atau struktur menerus pengaruh dari adanya beban tak seimbang pada lantai atau atap terhadap kolom luar atau dalam harus diperhitungkan. Demikian pula pengaruh dari beban eksentris

Dalam menghitung momen akibat beban gravitasi yang bekerja pada kolom, ujung-ujung terjauh kolom dapat dianggap jepit, selama ujung-ujung tersebut menyatu (*monolite*) dengan komponen struktur lainnya



Momen-momen yang bekerja pada setiap level lantai atau atap harus didistribusikan pada kolom di atas dan di bawah lantai tersebut berdasarkan kekakuan *relative* kolom dengan juga memperhatikan kondisi kekekangan pada ujung kolom.

Asumsi perencanaan berdasarkan grafik berikut ini:



Gambar 3. Tegangan Regangan Kolom Beton Bertulang

Notasi:

- $P_n$  = Kekuatan aksial nominal penampang
- $B$  = Lebar muka tekan komponen struktur
- $D$  = Jarak dari serat tekan ke pusat tulangan tarik
- $d'$  = Jarak dari serat tekan ke pusat tulangan tekan
- $A_s'$  = Luas tulangan tekan
- $A_s$  = Luas tulangan tarik
- $f'_c$  = Kuat tekan beton
- $f_y$  = Kuat leleh tulangan baja
- $X_b$  = Jarak serat atas ke garis netral

A = Tinggi balok persegi ekivalen

Berdasarkan gambar 3 dan untuk memudahkan perhitungan maka didapat asumsi sebagai berikut:

$$C1 = 0,85 f'c (Ag-Ast) \dots\dots\dots 2.6$$

$$C2 = fy.As \dots\dots\dots 2.7$$

$$C3 = fy.As' \dots\dots\dots 2.8$$

dimana:

$f'c$  = Kuat tekan beton

$Ag$  = Luas penampang beton

$As$  = Luas total tulangan longitudinal

$fy$  = Kuat leleh baja tulangan

$As$  = Luas tulangan tarik baja

$As'$  = Luas tulangan tekan baja

$C$  = Resultan gaya

$$\sum V = 0$$

$$P0 = C1 + C2 + C3$$

$$P0 = 0,85 f'c (Ag-Ast) + fy.Ast \dots\dots\dots 2.9$$

$$\phi Pn maks = 0,85 \phi [0,85 f'c (Ag-Ast) + fy.Ast] \text{ untuk tulangan spiral } 2.10$$

$$\phi Pn maks = 0,80 \phi [0,85 f'c (Ag-Ast) + fy.Ast] \text{ untuk sengkang } \dots\dots\dots 2.11$$

dimana:  $Po$  = Kekuatan aksial nominal

$Pn$  Kekuatan aksial nominal penampang

$C$  = Resultan gaya

$f'c$  = Kekuatan tekan beton

$Ag$  = Luas penampang beton

$Ast$  = Luas total tulangan longitudinal

$Fy$  = Kekuatan leleh baja tulangan

Kekuatan pada kolok dapat direncanakan dengan persamaan di bawah ini :

$$K = 12 \frac{EI}{H^3} \dots\dots\dots 2.12$$

Dimana :

k = kekakuan

E = modulus elastis

I = inersia

H = tinggi

Kekakuan pada kolom dapat direncanakan dengan menggunakan persamaan bahwa ini :

$$4700 \sqrt{f'c} \dots\dots\dots 2.13$$

Dimana:  $f'c$  = kuat tekan beton (Mpa)

Dengan inersia penampang persegi dapat diambil dengan persamaan sibawah ini:

$$I = \frac{1}{12} b h^3 \dots\dots\dots 2.14$$

Dimana:

I = inersia penampang

b = lebar penampang

h = panjang penampang

### 2.28.1 Penulangan Geser Kolom

Untuk komponen struktur non-prategan, tulangan geser boleh jga terdiri dari :

senggang yang membuat sudut 45 derajat atau dengan lebih tulangan tarik longitudinal

tulangan longitudinal dengan bagian yang dibengkokkan yang membuat sudut sebesar 30 derajat atau lebih dari tulangan tarik longitudinal

kombinasi senggang dan tulangan longitudinal yang dibengkokkan

Untuk nilai  $f_y$  dan  $f_{yt}$  yang digunakan dalam desain tulangan geser tidak boleh melebihi 420 Mpa, kecuali nilai tersebut tidak boleh melebihi 550 Mpa, untuk tulangan ulir kawat



las. Jika pasal 11. 4 diterapkan pada komponen struktur prategan,  $d$  harus diambil sebagai jarak dari serat terjauh ke pusat tulangan tarik longitudinal prategan dan non prategan, jika ada tetapi tidak perlu diambil kurang dari  $0,80h$ .

### 2.28.2 Batas Spasai Tulangan Geser

Spasi tulangan geser yang di pasang tegak lurus terhadap sumbu komponen struktur tidak boleh melebihi  $d/2$  pada komponen struktur non prategan dan  $0,75h$  pada komponen struktur prategan, 600 mm. Untuk sengkang miring dan tulangan longitudinal harus dipasan spasi sedemikian hingga setiap garis 45 derajat, menerus ke arah reaksi dari tengah tinggi komponen struktur  $d/2$  ke tulangan tarik longitudinal, harus disilang oleh paling sedikit satu garis tulangan geser.

### 2.28.3 Tulangan Transversal Kolom

Ujung ujung kolom perlu cukup pengekangan untuk menjamin daktilitas apabila terjadi pembentukan sendi plastis. Perlu juga tulangan transversal untuk mencegah pertama kegagalan geser sebelum penampang mencapai kapasitas lentur dan kedua tulangan menekuk.

Sesuai pasal 21.6.4.4 SNI 2847 – 2013, luas penampang total tulangan sengkang persegi ditentukan:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s_{bc} f'c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,9 \frac{s_{bc} f'c}{f_{yt}}$$

Keterangan:

$A_{sh}$  = Luas tulangan penampang sengkang tertutup persegi

$A_g$  = Luas bruto penampang

$A_{ch}$  = Luas penampang dari sisi luar keisi tulangan transversal

$H_c$  = Dimensi penampang diri kolom diukur dari sumbu ke sumbu tulangan pengekan

$S$  = spasi tulangan

$f_{yt}$  = tegangan leleh baja tulangan

$f'_c$  = kuat tekan beton

Sesuai pasal 21.6.4.3 SNI 2847 – 20131, Spasi tulangan transversal sepanjang panjang  $l_o$  komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

$\frac{1}{4}$  dimensi komponen struktur minimum

6 kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil

$$S_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

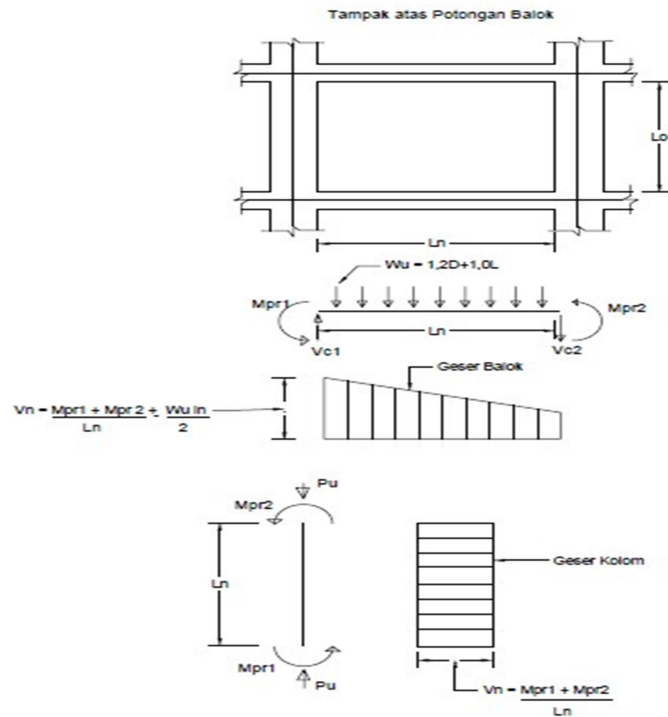
Dengan nilai  $S_o$  tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm.



## 2.29 Hubungan Balok Kolom

Hubungan balok kolom merupakan hubungan antara pertemuan struktur balok dengan struktur kolom. Berdasarkan SNI 2847:2013 menjelaskan suatu balok yang merangka pada suatu hubungan balok kolom dianggap memberikan kekekangan bila setidaknya tiga per empat bidang muka hubungan balok kolom tersebut tertutupi oleh balok yang merangka

tersebut. Hubungan balok kolom dikatakan terkekang bila ada empat balok yang merangka pada keempat sisi hubungan balok kolom tersebut. Adapun hubungan pertemuan ini mempengaruhi dari gaya geser yang akan ditimbulkan baik gaya geser dari struktur balok maupun gaya geser dari setruktur kolom.



**Gambar 7. Geser desain untuk balok dan kolom**

Berdasarkan SNI 2847:2013 memberikan suatu penyelasan bahwa gaya geser desain,  $V_e$ , harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antar muka *joint*. Harus diasumsikan bahwa momen - momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin,  $M_{pr}$ , bekerja pada muka-muka *joint* dan bahwa komponen struktur dibebanin dengan beban gravitasi terfaktor sepanjang batangnya.

Catatan yang perlu diperhatikan terhadap gambar 7 diatas:

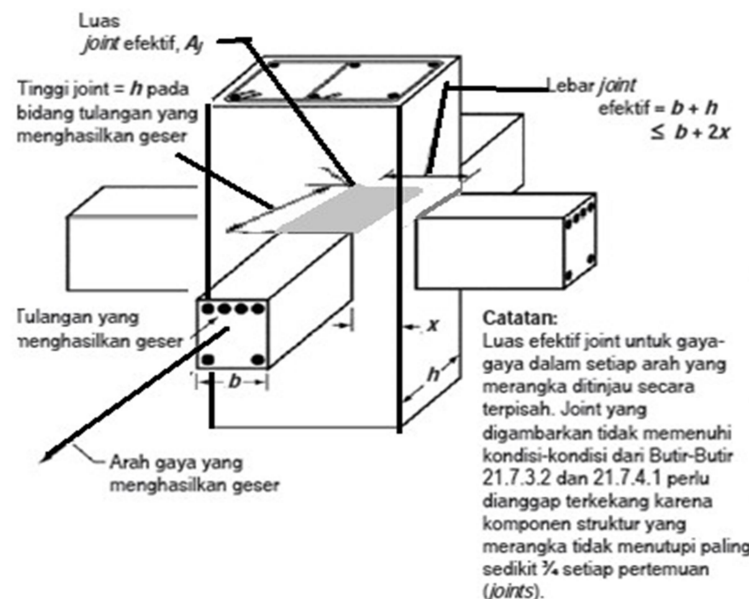


Arah gaya geser  $V_e$ , tergantung pada besaran relatif beban gravitasi dan geser yang dihasilkan oleh momen-momen ujung

. Momen-momen ujung  $M_{pr}$ , berdasarkan pada tegangan tarik baja sebesar  $1,25 f_y$

Momen ujung kolom tidak perlu lebih besar dari momen ujung balok yang merangka kedalam *joint* balok kolom

Harus memenuhi persyaratan dimana momen nominal kolom harus lebih besar dari 1,2 kali momen nominal balok



Gambar 8. Ilustrasi sambungan balok kolom SNI 2847 – 2013

Gaya geser terfaktor yang bekerja pada hubungan balok-kolom,  $V_u$ , dihitung sebagai berikut:

Untuk Join Interior

$$V_u = 1,25 (A_s + A_s') f_y - v_{kol} \dots\dots\dots 2.15$$

Untuk Join Exterior (ambil nilai terbesar dari)

$$V_u = 1,25 (A_s + A_s') f_y - v_{kol} \dots\dots\dots 2.16$$

$$V_u = 1,25 (A_s + A_s') f_y - v_{ko} \dots\dots\dots 2.17$$

Dengan

$F_y$  = tegangan leleh baja tulangan

$A_s$  = Luasan tulangan tarik balok

$A_s'$  = Luasan tulangan tekan balok

$V$  = Gaya geser terfaktor

$V_{kol}$  = Gaya geser pada kolom di sisi atas dan bawah hubungan balok kolom

Gaya geser pada kolom,  $v_{kol}$ , dapat dihitung berdasarkan nilai  $M_{pr^-}$  dan  $M_{pr^+}$  dibagi dengan setengah  $h$  tinggi kolom atas ( $h_1$ ) ditambah setengah tinggi kolom bawah ( $h_2$ ).

Jika dituliskan dalam bentuk persamaan adalah :

$$V_{kol} = \frac{M_{pr^+} + M_{pr^-}}{\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2}} \dots\dots\dots 2.18$$

Dimana :

$v_{kol}$  = gaya geser kolom

$M_{pr^+}$  = kekuatan lentur komponen struktur balok dengan perencanaan tulangan tarik

$M_{pr^-}$  = kekuatan lentur komponen struktur balok dengan perencanaan tulangan tekan

$h_1, h_2$  = tinggi kolom

Menghitung tegangan geser nominal dalam joint

$$V_n = \frac{v_u}{b_j \cdot h_c} \dots\dots\dots$$

2.19

Dengan :

$V_n$  = Tegangan geser nominal *joint*

$V_u$  = Gaya geser terfaktor

$b_j$  = Lebar efektif hubungan balok kolom

$h_c$  = Tinggi efektif kolom pada hubungan balok kolom

Seperti yang tertera pada gambar 8 lebar efektif kolom diambil nilai terkecil dari persamaan berikut ini

a. Lebar balok ditambah tinggi *joint*

$$b_j = b + h_j \dots\dots\dots 2.20$$

b. Dua kali jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom

$$b_j = \leq b + 2x \dots\dots\dots 2.21$$

dengan:

$b_j$  = Lebar efektif hubungan balok kolom

$h_j$  = tinggi join

$b$  = lebar balok

$x$  = selisi antara sisi terluar balok ke sisi terluar kolom

Nilai gaya geser  $V_n$  tidak boleh lebih besar dari persyaratan berikut ini:

**a.** Untuk menghubungkan balok kolom yang tertekang pada keempat sisinya maka

$$1,7\sqrt{f'c} A_j(\text{ Mpa}) \dots\dots\dots 2.22$$

**b.** Untuk hubungan yang terkekang pada ketiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan maka

$$1,25\sqrt{f'c} A_j(\text{ Mpa}) \dots\dots\dots 2.23$$

**c.** Untuk hubungan lainnya maka

$$1\sqrt{f'c} A_j(\text{ Mpa}) \dots\dots\dots 2.24$$

Dengan :

$f'c$  = kuat tekan beton

$F_c$  = luas penampang efektif

Syarat tegangan geser maksimum harus memenuhi persyaratan berikut

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots 2.25$$

Dimana :  $\phi$  = Faktor reduks



$V_n$  = Tegangan geser nominal

$V_u$  = Tegangan geser ultimate

Menghitung tegangan geser yang dipikul oleh beton ( $v_c$ )

$$V_c = \frac{2}{3} \sqrt{\left[\left(\frac{N_{n,k}}{A_g}\right) - 0,1 f'_c\right]} \dots\dots\dots 2.26$$

Dengan:  $v_c$  = tegangan geser yang dipikul beton

$N_{n,k}$  = gaya aksial kolom

$A_g$  = luas penampang kolom

$F'_c$  = kuat tekan beton

Tulangan transversal pada hubungan balok-kolom diperlukan untuk memberikan kekangan yang cukup pada beton, sehingga mampu menunjukkan perilaku yang duktail dan tetap dapat memikul beban vertikal akibat gravitasi meskipun telah terjadi pengelupasan pada selimut betonnya.

Merencanakan penulangan geser :

a. bila  $v_n \leq v_c$  digunakan tulangan geser minimum

b. bila  $v_n > v_c$  perlu tulangan geser

Luas total tulangan transversal tertutup persegi tidak boleh kurang daripada

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s_{bc} f'_c}{f_{yt}} \dots\dots\dots 2.27$$

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{s_{bc} f'_c}{f_y} \dots\dots\dots 2.28$$

Dengan :

$A_{sh}$  = luas tulangan transversal yang disyaratkan

$s_{bc}$  = lebar inti kolom yang diukur dari as longitudinal kolom

$A_g$  = luas penampang kolom

$A_{ch}$  = luas inti penampang kolom

$F'_c$  = kuat tekan kolom

$F_y$  = kuat leleh tulangan baja

$S$  = jarak antar a tulangan transversal



## **BAB III**

### **DATA PERENCANAAN**

#### **3.1 Data-Data Perencanaan**

##### **3.1.1 Data Bangunan**

Nama Gedung	=	Gedung Serbaguna Widya Bakti Malang
Lokasi Gedung	=	Jl Guntur No. 1 Malang
Fungsi Bangunan	=	Gedung gedung serbaguna
Jenis Struktur	=	Struktur Beton Bertulang
Panjang bangunan	=	34,7 m
Lebar bangunan	=	27,98 m
Tinggi bangunan	=	26,43 m
Jumlah lantai	=	5 lantai
Tebal Plat (hf)	=	120 mm
Tegangan leleh tulangan ulir $f_y$	=	390 Mpa
Kuat tekan beton $f'_c$	=	30 Mpa

##### **3.1.2 Data Pembebanan**

**Sesuai Dengan Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung sesuai SNI 1727 2013 maka beban hidup dan berat sendiri diatur sebagai berikut:**

Beban hidup lantai 3 sampai 4 ( kantor )	=	2.5 KN/m <sup>2</sup>
Beban hidup lantai 2 dan 5 pertemuan	=	4.00 KN/m <sup>2</sup>
Beban hidup pada atap	=	0.96 KN/m <sup>2</sup>
Berat spesie per cm tebal (2)	=	0.21 KN/m <sup>2</sup>

Berat keramik per cm tebal (1.2)	=	0.22 KN/m <sup>2</sup>
Berat jenis Pasangan bata merah	=	17 KN / m <sup>3</sup>
Berat jenis beton	=	24 KN / m <sup>3</sup>
Berat tangga dan bordes	=	3 KN / m <sup>3</sup>
Berat plafond + penggantung	=	0.11 + 0.07 = 0.18 KN / m <sup>2</sup>
Beban air hujan	=	10 KN / m <sup>2</sup>

**Sesuai buku arsitek dengan judul perencanaan gedung tinggi**

Lift dengan kapasitas muat 12 orang = 10 KN

### 3.1.3 Lokasi Kajian

Lokasi kajian dalam proyek akhir ini adalah bangunan Gedung Serbaguna Widya Bakti Ijen Kota Malang.

### 3.1.4 Metode Pengumpulan Data

Observasi (Pengamatan) Observasi dilakukan untuk mengetahui situasi objek yang sedang dikaji yaitu dengan cara melakukan tinjauan langsung saat PKN pada bangunan Gedung Serbaguna Widya Bakti Ijen Kota Malang.

#### – Pengambilan data yang sudah ada

Pengumpulan data-data primer yang sudah ada dari perusahaan yang berkaitan dengan bangunan Gedung Serbaguna Widya Bakti Ijen Kota Malang.

, berupa:

Gambar-gambar pekerjaan proyek tahap pertama Gedung Widya Bakti diantaranya yaitu gambar Arsitektur dan gambar struktur sampai 5 lantai saja.

#### – Rencana anggaran biaya

#### – Studi Literature

Kajian ini diambil dari publikasi hasil penelitian para pakar di dunia teknik sipil, peraturan-peraturan yang berlaku, dan buku-buku pelajaran terutama yang berhubungan dengan tema proyek akhir ini.



### 3.1.5 Analisa Data

Analisa data untuk beban gempa static ekuivalen yaitu dengan meninjau beban-beban gempa static ekuivalen, sehubungan dengan sifat struktur gedung beraturan yang praktis berperilaku sebagai struktur 3 dimensi, sehingga respons dinamikanya praktis hanya ditentukan oleh respon ragamnya yang pertama dan dapat ditampilkan sebagai akibat dari beban gempa static ekuivalen. Faktor pembebanan yang digunakan yaitu:

Kuat perlu  $U$  untuk beban mati  $D$  paling tidak harus sama dengan

$$U = 1,4 D$$

Kuat perlu  $U$  untuk menahan beban mati  $D$ , beban hidup  $L$ , dan juga beban atap  $A$  atau beban hujan  $R$ , paling tidak harus sama dengan

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa  $E$  harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka nilai kuat perlu  $U$  harus diambil sebagai

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$$

Atau

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E$$

Hasil output dari program Staad Pro dengan kombinasi beban yang digunakan hanya untuk mencari mekaniknya saja, dengan mengambil nilai momen terbesar pada elemen struktur dengan dimensi kolom bulat yang ditentukan, sedangkan elemen lain dengan momen yang lebih kecil dianggap telah terwakili. Sedangkan desain tulangan dikerjakan dengan cara perhitungan manual. Adapun analisa data perencanaan struktur beton bertulang tahan gempa untuk sistem struktur portal dapat dilihat pada bagan alir berikut ini

### **3.1.6 Perhitungan Gedung Dengan Kolom Bulat**

#### **a) Data Pembebanan Gedung Dengan Kolom Bulat**

Data pembebanan gedung dengan kolom bulat juga mengacu pada data awal perencanaan perhitungan struktur bangunan Gedung Serbaguna Widya Bakti Ijen Kota Malang.

yang perencanaannya menggunakan kolom persegi. Data pembebanan ini juga diambil dari perencanaan perhitungan struktur yang menggunakan program Staad Pro.

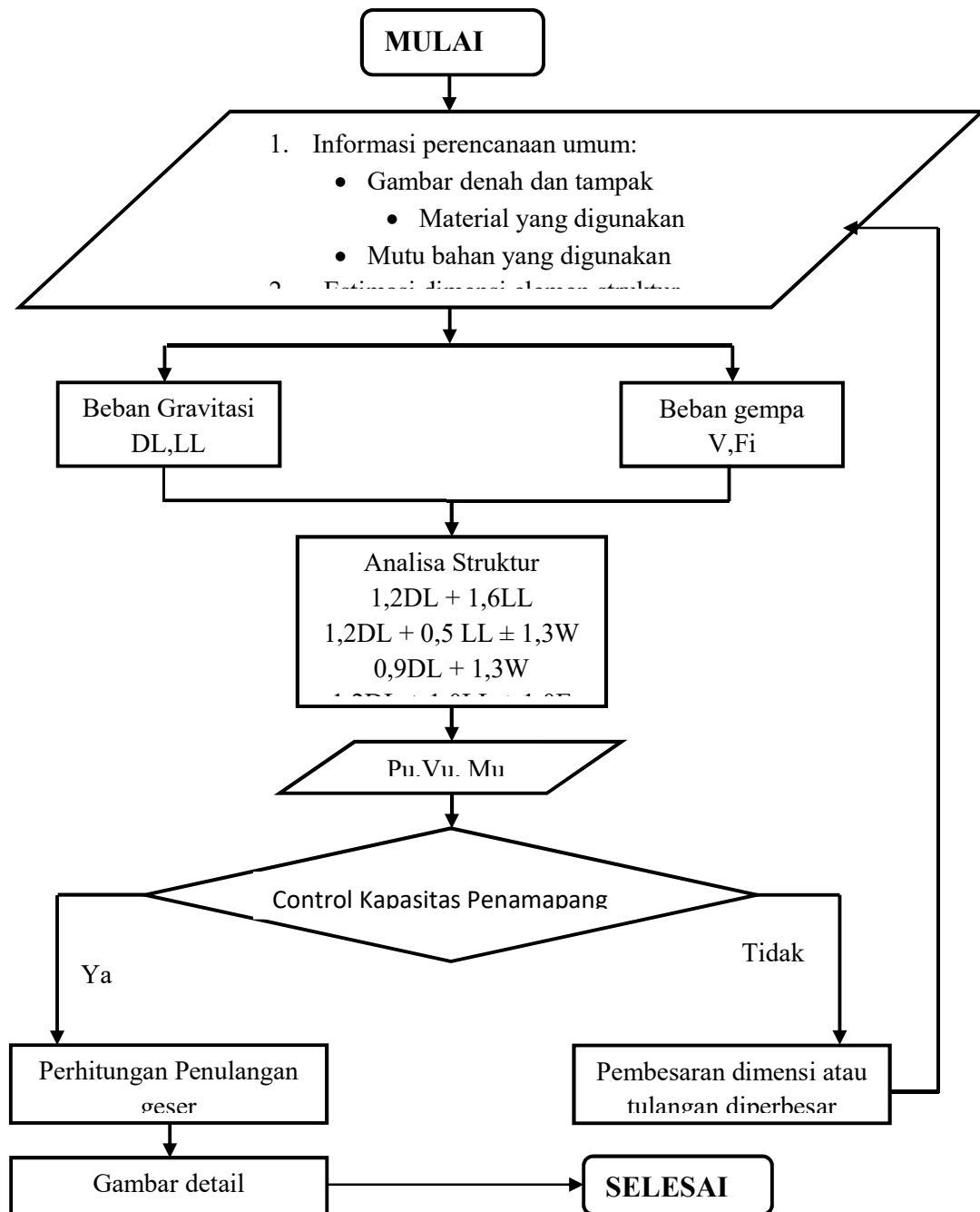
Analisa statika pada perhitungan dengan kolom bulat yang menggunakan program Staad Pro sesuai ketentuan dimensi yang sudah ditetapkan.

#### **Perhitungan Penulangan Kolom Bulat**

Hasil analisa struktur kolom bulat dengan Staad Pro kemudian dilakukan perhitungan penulangan kolom bulat.

#### **b) Cek Kapasitas Kolom Bulat**

Perhitungan kapasitas kolom bulat digunakan untuk mengetahui apakah penulangan kolom yang dihasilkan mampu untuk menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur yang ditahan oleh kolom, dengan ketentuan beban aksial nominal ( $P_n$ ) > beban aksial perlu ( $P_u$ ) dan beban momen nominal ( $M_n$ ) > beban momen perlu ( $M_u$ ). Apabila hasil perhitungan kapasitas tidak memenuhi maka dilakukan kembali perhitungan penulangan kolom bulat.



**Gambar diagram alir**

## 3.2 Perencanaan Dimensi Balok dan Kolom

### 3.2.1 Dimensi Balok

menurut SNI 03-2847-2013 pasal 23.3 (1) bahwa lebar balok (b) tidak boleh kurang dari 250 mm dan perbandingan lebar (b) terhadap tinggi (h) tidak boleh kurang dari 0,3.

- untuk panjang balok induk = 6 m = 600 cm

$$h_{\max} = \frac{1}{10} L = \frac{1}{10} 600 = 60 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = \frac{1}{15} L = \frac{1}{15} 600 = 40 \text{ cm}$$

dipakai h dengan ukuran 60 cm

$$b_{\max} = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 60 = 40 \text{ cm}$$

$$b_{\min} = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} 60 = 30 \text{ cm}$$

dipakai b dengan ukuran 30 cm

maka dimensi balok tipe 1 untuk bentang 6 m direncanakan 30/60

$$\frac{b}{h} = \frac{30}{60} = 0.5000 > 0,3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

- untuk panjang balok induk = 5 m = 500 cm

maka dimensi balok tipe 2 untuk bentang 5 m direncanakan



$$\frac{b}{h} = \frac{30}{40} = 0.75 > 0.3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

- untuk panjang balok induk = 5 m = 500 cm

maka dimensi balok tipe 3 untuk bentang 5 m direncanakan

$$\frac{b}{h} = \frac{30}{50} = 0.6 > 0.3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Untuk panjang balok anak = 3 m = 300 cm

dipake balok anak dengan ukuran 25/30

$$\frac{b}{h} = \frac{20}{50} = 0.4 > 0.3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

### 3.2.2 Dimensi Kolom

menurut SNI 2847-2013 pasal 11.11.2.1 bahwa ukuran penampang terkecil tidak kurang 300 mm dan perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam boleh arah tegak lurusnya tidak boleh kurang dari 0,4.

kolom dengan penampang bulat dipakai ukuran D60

Dipakai Kolom Berukuran :

Kolom interior direncanakan 70 / 70

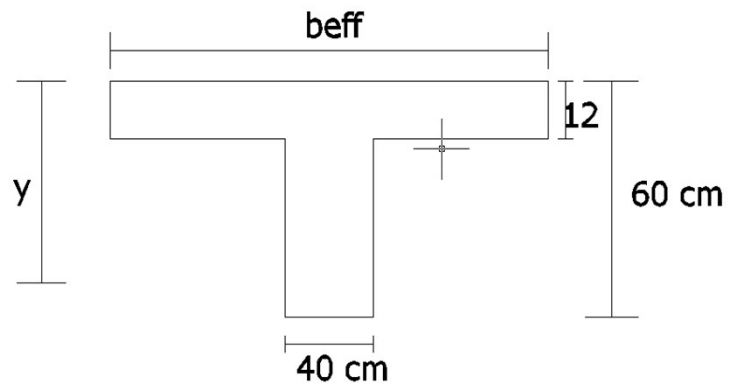
Kolom eksterior direncanakan 70 / 70

### 3.3.3 Dimensi Plat

Diambil plat dengan bentang (ukuran) terbesar, dimana tebal plat awal dicoba

dengan tebal 12 cm

Balok 30/60



Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.10 dicantumkan bahwa lebar plat yang efektif dari flens yang membentang pada tiap sisi badan balok tidak boleh melebihi nilai dibawah ini:m

Balok 1

$$\begin{aligned}
 b_{eff} &= b_w + 8h_{fkr} + 8h_{fkn} \\
 &= 300 + (8 \times 120) + (8 \times 120) \\
 &= 2220 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$b_{eff} = \frac{1}{4} L$$

$$\frac{1}{4} 6000 = 1500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} b_{eff} &= b_w + \frac{1}{2} l_{nkr} + \frac{1}{2} l_{nkn} \\ &= 300 + \frac{1}{2} 6000 + \frac{1}{2} 6000 = 6300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= \frac{(150 \times 12 \times 6) + (38 \times 30 \times 25)}{(150 \times 12) + (38 \times 30)} \\ &= 11955.83333 \text{ mm} = 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

Inersia balok (I<sub>b</sub>)

$$\begin{aligned} I_b &= \frac{1}{12} 30 \times 38^3 + 30 \times 38 \times 13^2 + \frac{1}{12} 150 \times 12^3 + 150 \\ &\quad \times 12 \times 6.96^2 \\ &= 438635 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Inersia Plat (I<sub>s</sub>)

$$\begin{aligned} I_s &= \frac{1}{12} 600 \times 12^3 \\ &= 86400 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Perbandingan kekakuan lentur balok terhadap kekuatan lentur plat ( $\alpha_m$ )

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \\ &= \frac{438634.9}{86400} = 5 \longrightarrow E_{cb} = E_{cs} \end{aligned}$$

untuk perhitungan selanjutnya dapat ditabelkan sebagai berikut :

No	balok (cm)		beff	y	Ib	Is	$\alpha_m$
	b	h	cm	cm	cm	cm <sup>4</sup>	
1	30	60	150	12	438635	86400	5.1
2	30	60	150	12	438635	86400	5.1
3	30	60	150	12	438635	86400	5.1
4	30	60	150	12	438635	86400	5.1

Nilai rata-rata dari kekuatan balok terhadap kekuatan plat (  $\alpha_m$  )

$$\alpha_m = \frac{5 + 5.1 + 5.077 + 5.077}{4}$$

$$= 5.077$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{560}{560} = 1 < 2 \longrightarrow \text{Plat 2 arah}$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 11.53 untuk menentukan tebal plat tidak boleh kurang dari 9 cm

$$h_{min} = L_n \frac{\left( 0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta}$$

$$= 560 \frac{\left( 0,8 + \frac{240}{1500} \right)}{36 + 9.1}$$

$$= \frac{537.6}{45}$$



$$= 11.947 \text{ cm} < 12 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Tebal plat yang direncanakan yaitu 12 cm telah memenuhi syarat tebal minimum syarat tebal minimum plat. Untuk plat yang lainnya tidak perlu direncanakan lagi, sehingga tebal plat direncanakan sama yaitu menggunakan tebal plat 12 cm.

### 3.3 Perhitungan Pembebanan Struktur

#### 3.3.1 Pembebanan Pada Atap

- Beban Hidup Pada Atap

$$\begin{array}{lcl} \text{Beban guna} & 0.96 & \\ & & = \frac{0.96}{1} \text{ KN/m}^2 \\ q_l & = & 0.96 \text{ KN/m}^2 \end{array}$$

#### 3.3.2 Pembebanan Pada Lantai 5

##### 3.3.2a Pembebanan Plat Lantai

- Beban Mati (qd)

$$\begin{array}{lcl} \text{– Berat plafond + pengantung} & = & 0.11 + 0.07 = 0.18 \text{ KN/m}^2 \\ \text{– Berat spesie 2 cm tebal} & = & 2 \times 0.21 = 0.42 \text{ KN/m}^2 + \\ q_d & = & 0.60 \text{ KN/m}^2 \end{array}$$

Note:

Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat Mesing, berat sendiri plat, kolom dan balok tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada sehingga self weight/berat sendiri (Program Bantu Komputer: STAAD Pro).

- Beban Hidup (ql)

$$\begin{array}{lcl} \text{Beban orang} & = & 0.96 \\ & & = \frac{0.96}{1} \text{ KN/m}^2 \\ q_l & = & 0.96 \text{ KN/m}^2 \end{array}$$

- Beban Lift (ql)

Beban lift dikategorikan beban hidup (ql) karena beban yang bergerak

$$\begin{array}{lcl} \text{lift dengan kapasitas muat 12 orang} & q_l & = 10 \text{ KN} \end{array}$$

##### 3.3.2b Pembebanan Pada Balok Lantai 5

- » Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

Pembebanan balok induk melintang line 5 dan 6 merupakan balok dengan dimensi (40/60), bentang ( 6m )

- **Beban Mati (qd)**

$$\text{Tinggi dinding} = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar dinding} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Panjang dinding} = 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang})$$

$$\text{Berat jenis pasangan batu merah} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Berat dinding} = 3 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{6.38}{\text{KN/m}}$$

$$\text{qd} = 6.38 \text{ KN/m}$$

- » **Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)**

Pembebanan balok induk melintang line C dan F merupakan

balok dengan dimensi (40/60), bentang ( 6m )

- **Beban Mati (qd)**

$$\text{Tinggi dinding} = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar dinding} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Panjang dinding} = 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang})$$

$$\text{Berat jenis pasangan batu merah} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Berat dinding} = 3 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{6.38}{\text{KN/m}}$$

$$\text{qd} = 6.38 \text{ KN/m}$$

Pembebanan balok induk melintang line C dan F merupakan

balok dengan dimensi (40/60), bentang ( 6m )

- **Beban Mati (qd)**

$$\text{Tinggi dinding} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Lebar dinding} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Panjang dinding} = 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang})$$

$$\text{Berat jenis pasangan batu merah} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Berat dinding} = 1 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{2.55}{\text{KN/m}}$$

$$\text{qd} = 2.55 \text{ KN/m}$$

### 3.3.3 Pembebanan Pada Lantai 4

#### 3.3.3a Pembebanan Plat lantai

- **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat plafond + penggantung} &= 0.11 + 0.07 = 0.18 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Berat spesie 2 cm tebal} &= 2 \times 0.21 = 0.42 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Berat keramik 1.2 cm tebal} &= 1.2 \times 0.22 = 0.3 \text{ KN/m}^2 + \\
 \mathbf{qd} &= 0.9 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

- **Beban Hidup (ql)**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat beban guna (ruang pertemuan)} &= 4 \text{ KN/m}^2 \\
 \mathbf{ql} &= 4 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

#### 3.3.3b Pembebanan Pada Balok

- » **Pembebanan Balok Induk (Portal melintang)**

Pembebanan balok induk melintang line 2, 4, 5, 7 dan 9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) untuk bentang (6m)

- **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi dinding utama} &= 4 \text{ m} - 1 = 3.4 \text{ m} \\
 \text{Lebar dinding} &= 0.15 \text{ m} \\
 \text{Panjang dinding} &= 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang}) \\
 \text{Berat jenis pasangan batu merah} &= 17 \text{ KN/m}^3 \\
 \text{Berat Dinding} = 3 \times 0.15 \times 1 \times 17 &= 8.67 \text{ KN/m} \\
 \mathbf{qd} &= 8.67 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Pembebanan balok anak melintang line 6' = 7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi dinding} &= 4 \text{ m} - 1 = 3.5 \text{ m} \\
 \text{Lebar dinding} &= 0.15 \text{ m} \\
 \text{Panjang dinding} &= 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang})
 \end{aligned}$$



Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m<sup>3</sup>

Berat Dinding = 4 x 0.15 x 1 x 17 = 8.93 KN/m

**qd** = 8.93 KN/m

Pembebanan balok anak melintang line 10 = 1 merupakan balok dengan dimensi 20/50 bentang (2.5 m)

- **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi dinding} &= 4.5 \text{ m} - 1 = 3.5 \text{ m} \\
 \text{Lebar dinding} &= 0.15 \text{ m} \\
 \text{Panjang dinding} &= 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang}) \\
 \text{Berat jenis pasangan batu merah} &= 17 \text{ KN/m}^3 \\
 \text{Berat Dinding} &= 3.5 \times 0.15 \times 1 \times 17 = 8.925 \text{ KN/m} \\
 \mathbf{qd} &= 8.925 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

» **Pembebanan Balok Induk (Portal memanjang)**

pembebanan balok induk melintang line A, B, D, E dan G merupakan balok dengan dimensi (40/60) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi dinding} &= 4 \text{ m} - 1 = 3 \text{ m} \\
 \text{Lebar dinding} &= 0.15 \text{ m} \\
 \text{Panjang dinding} &= 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang}) \\
 \text{Berat jenis pasangan batu merah} &= 17 \text{ KN/m}^3 \\
 \text{Berat Dinding} &= 3 \times 0.15 \times 1 \times 17 = 7.65 \text{ KN/m} \\
 \mathbf{qd} &= 7.65 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

ket:

Berat kaca untuk struktur = 50% dari berat dinding

$$= 0.5 \times 7.65 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{jadi \text{ berat dinding (qd)} = 7.65 \text{ KN/m}}$$

Pembebanan balok anak memanjang line E' dan E" merupakan balok dengan dimensi (30/40) bentang (3 m)

- **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi dinding kamar mandi/WC} &= 3 \text{ m} - 0 = 2.6 \text{ m} \\
 \text{Lebar dinding} &= 0.15 \text{ m} \\
 \text{Panjang dinding} &= 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang}) \\
 \text{Berat jenis pasangan batu merah} &= 17 \text{ KN/m}^3 \\
 \text{Berat Dinding} &= 3 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{6.63}{\text{KN/m}} \\
 \mathbf{qd} &= 6.63 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

### 3.3.3c Pembebanan Pada Tangga atau Bordes

» Pembebanan pada tangan atau bordes lantai 2-5

- **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat spesie 2 cm tebal} &= 2 \times \text{##} = 0.42 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Berat keramik 1.2 cm tebal} &= 1 \times \text{##} = \frac{0.26}{\text{KN/m}^2} \\
 \mathbf{qd} &= 0.68 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

- **Beban Hidup (ql)**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat beban guna untuk tangga/ bordes} &= \frac{3}{\text{KN/m}^2} \\
 \mathbf{ql} &= 3 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

### 3.3.4 Pembebanan Pada Lantai 3

#### 3.3.4a Pembebanan Pada Plat Lantai

- **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat plafond + penggantung} &= 0.11 + 0.07 = 0.18 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Berat spesie 2 cm tebal} &= 2 \times 0.21 = 0.42 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Berat keramik 1.2 cm tebal} &= 1.2 \times 0.22 = \frac{0.3}{\text{KN/m}^2} + \\
 \mathbf{qd} &= 0.9 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

- **Beban Hidup (ql)**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat beban guna (kantor)} &= \frac{2.5}{\text{KN/m}^2} \\
 \mathbf{ql} &= 2.5 \text{ KN/m}^2 \\
 &= \frac{\text{KN/m}^2}{\text{KN/m}^2}
 \end{aligned}$$

### 3.3.4b Pembebanan Pada Balok

#### » **Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang )**

Pembebanan balok induk melintang line 2, 3, 4, 5, 7, 8 dan 9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) bentang (6m)

##### • **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned}\text{Tinggi dinding utama} &= 4 \text{ m} - 1 = 3.4 \text{ m} \\ \text{Lebar dinding} &= 0.15 \text{ m} \\ \text{Panjang dinding} &= 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang}) \\ \text{Berat jenis pasangan batu merah} &= 17 \text{ KN/m}^3 \\ \text{Berat Dinding} &= 3 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{8.67}{\text{KN/m}} \\ \mathbf{qd} &= 8.67 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

Pembebanan balok anak melintang line 6' = 8' merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang (3m)

##### • **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned}\text{Tinggi dinding} &= 3 \text{ m} - 1 = 2.5 \text{ m} \\ \text{Lebar dinding} &= 0.15 \text{ m} \\ \text{Panjang dinding} &= 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang}) \\ \text{Berat jenis pasangan batu merah} &= 17 \text{ KN/m}^3 \\ \text{Berat Dinding} &= 3 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{6.38}{\text{KN/m}} \\ \mathbf{qd} &= 6.38 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

Pembebanan balok anak melintang line 1 = 10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) bentang (2.5m)

##### • **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned}\text{Tinggi dinding} &= 4 \text{ m} - 1 = 3.5 \text{ m} \\ \text{Lebar dinding} &= 0.15 \text{ m} \\ \text{Panjang dinding} &= 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang}) \\ \text{Berat jenis pasangan batu merah} &= 17 \text{ KN/m}^3 \\ \text{Berat Dinding} &= 4 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{8.93}{\text{KN/m}} \\ \mathbf{qd} &= 8.93 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

#### » **Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)**

Pembebanan balok induk memanjang line A, B, dan G merupakan balok dengan



dimensi (40/60) bentang (3 m)

- **Beban Mati (qd)**

$$\text{Tinggi dinding utama} = 4 \text{ m} - 1 = 3.4 \text{ m}$$

$$\text{Lebar dinding} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Panjang dinding} = 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang})$$

$$\text{Berat jenis pasangan batu merah} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Berat Dinding} = 3 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{8.67}{\text{KN/m}}$$

$$\mathbf{qd} = 8.67 \text{ KN/m}$$

ket:

Berat kaca untuk struktur = 50% dari berat dinding

$$= 0.5 \times 9 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{jadi \text{ berat dinding (qd)} = 4.34 \text{ KN/m}}$$

Pembebanan balok induk memanjang line D dan E merupakan balok dengan

dimensi (40/60) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

$$\text{Tinggi dinding utama} = 4.5 \text{ m} - 1 = 3.9 \text{ m}$$

$$\text{Lebar dinding} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Panjang dinding} = 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang})$$

$$\text{Berat jenis pasangan batu merah} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Berat Dinding} = 4 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{9.95}{\text{KN/m}}$$

$$\mathbf{qd} = 9.95 \text{ KN/m}$$

Pembebanan balok induk memanjang line C' dan D' merupakan balok dengan

dimensi (30/40) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

$$\text{Tinggi dinding utama} = 4.5 \text{ m} - 0 = 4.1 \text{ m}$$

$$\text{Lebar dinding} = 0.15 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang dinding} &= 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang}) \\
 \text{Berat jenis pasangan batu merah} &= 17 \text{ KN/m}^3 \\
 \text{Berat Dinding} &= 4 \times 0.15 \times 1 \times 17 = 10.5 \text{ KN/m} \\
 \mathbf{qd} &= 10.5 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

### 3.3.5 Pembebanan Pada Lantai 2

#### 3.3.5a Pembebanan Pada Plat Lantai

- Beban Mati (qd)**

$$\text{Berat plafond + penggantung} = 0.11 + 0.07 = 0.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Berat spesie 2 cm tebal} = 2 \times 0.21 = 0.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat keramik 1.2 cm tebal} &= 1.2 \times 0.22 = 0.3 \text{ KN/m}^2 + \\
 \mathbf{qd} &= 0.9 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Beban Hidup (ql)**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat beban guna (pertemuan)} &= 4 \text{ KN/m}^2 \\
 \mathbf{ql} &= 4 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

#### 3.3.5b Pembebanan Pada Balok

» **Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang )**

Pembebanan balok induk melintang line 2, 4, 7, dan 9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) bentang (6m)

- Beban Mati (qd)**

$$\text{Tinggi dinding utama} = 4.5 \text{ m} - 1 = 3.9 \text{ m}$$

$$\text{Lebar dinding} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Panjang dinding} = 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang})$$

$$\text{Berat jenis pasangan batu merah} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Dinding} &= 4 \times 0.15 \times 1 \times 17 = 9.95 \text{ KN/m} \\
 \mathbf{qd} &= 9.95 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Pembebanan balok induk melintang line 6' = 7' merupakan balok dengan

dimensi (30/40) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

$$\text{Tinggi dinding} = 3 \text{ m} - 0 = 2.6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar dinding} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Panjang dinding} = 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang})$$

$$\text{Berat jenis pasangan batu merah} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Berat Dinding} = 3 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{6.63}{\text{KN/m}}$$

$$\mathbf{qd} = 6.63 \text{ KN/m}$$

Pembebanan balok induk melintang line 1 = 10 merupakan balok dengan

dimensi (20/50) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

$$\text{Tinggi dinding} = 4 \text{ m} - 1 = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar dinding} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Panjang dinding} = 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang})$$

$$\text{Berat jenis pasangan batu merah} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Berat Dinding} = 4 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{8.93}{\text{KN/m}}$$

$$\mathbf{qd} = 8.93 \text{ KN/m}$$

» **Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang )**

Pembebanan balok induk memanjang line A, B dan G merupakan balok dengan

dimensi (40/60) bentang (3 m)

- **Beban Mati (qd)**

$$\text{Tinggi dinding utama} = 4 \text{ m} - 1 = 3.4 \text{ m}$$

$$\text{Lebar dinding} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Panjang dinding} = 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang})$$

$$\text{Berat jenis pasangan batu merah} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Berat Dinding} = 3 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{8.67}{\text{KN/m}}$$

$$\mathbf{qd} = 8.67 \text{ KN/m}$$

ket:

Berat kaca untuk struktur = 50% dari berat dinding

$$= 0.5 \times 9 \text{ KN/m}$$

$$\text{jadi berat dinding (qd)} = 4.34 \text{ KN/m}$$

Pembebanan balok induk memanjang line D dan E merupakan balok dengan dimensi (40/60) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

$$\text{Tinggi dinding utama} = 4 \text{ m} - 1 = 3.4 \text{ m}$$

$$\text{Lebar dinding} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Panjang dinding} = 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang})$$

$$\text{Berat jenis pasangan batu merah} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Berat Dinding} = 3 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{8.67}{\text{KN/m}}$$

$$\text{qd} = 8.67 \text{ KN/m}$$

Pembebanan balok induk memanjang line C' dan D' merupakan balok dengan dimensi (30/40) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

$$\text{Tinggi dinding utama} = 4 \text{ m} - 0 = 3.6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar dinding} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Panjang dinding} = 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang})$$

$$\text{Berat jenis pasangan batu merah} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Berat Dinding} = 4 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{9.18}{\text{KN/m}}$$

$$\text{qd} = 9.18 \text{ KN/m}$$

### 3.4) Langkah – Langkah Pendimensian Struktur 3D Pada Staad Pro 2008:

#### 1) Pemodelan Struktur:

Open Staad Pro 2008 → Space kemudian (isi file name, lokasi penyimpanan file, Title/judul tugas) → Pilih Unit (Meter, Kilogram) kemudian pilih Next → Yes → Add Beam → finish, Digambar dengan menggunakan sumbu global X,Z kemudian gambar denah sesuai ukuran bangunan pake Snap Node/Beam → Geometri: Intersect selected members → Enter tolerance = 0 → kemudian Okey → Yes → Untuk menggambar stuktur lantai atas di pilih menu Translational repeat → Global direction pilih Y → Default step spacing = 5 m (sesuai tinggi lantai dari lantai dasar ke lantai berikutnya) → Number of step (diisi sesuai dengan jumlah tingkat yang ada dalam struktur) → pilih Link Steps → Ok  
→ Kemudian dihapus batang pada lantai dasar

#### 2) Pendimensian:

Pilih menu commands → member property → Prismatic → pilih Rectangle untuk kolom / balok yang berbentuk persegi, pilih Circle untuk kolom/ balok yang berbentuk bulat, diisi sesuai ukuran:  $YD = h$ ,  $ZD = b$  untuk balok dan untuk kolom bulat pilih circle masukan nilai  $YD = \text{Diameter}$  → Assign → close.

#### 3) Tumpuan:

Pilih menu commands → support specifications → fixed (untuk tumpuan jepit) → Assign → close.

#### 4) Pembeban:

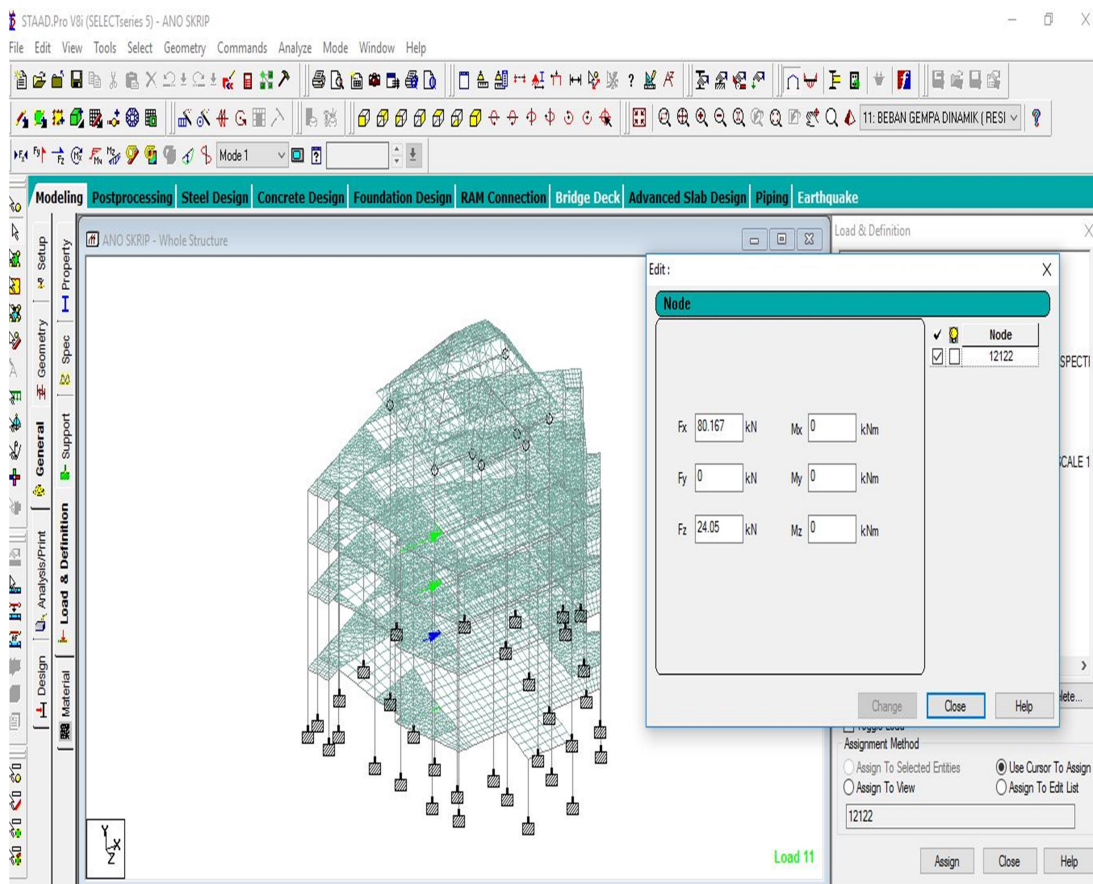
Pilih menu commands → loading primary load → create new primary load case: Title diisi nama beban **ke -1** (beban mati) → pilih selfweight untuk berat sendiri struktur: Direction = Y Facctor/nilai = -1 → Assign. Kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada lantai (plate load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan,



Kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada batang/balok (member load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan.

**New Load:** diisi nama beban **Ke-2** (beban Hidup) yang bekerja pada lantai (plate) diisi nilai beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987(Tabel 3.1 hal. 12)

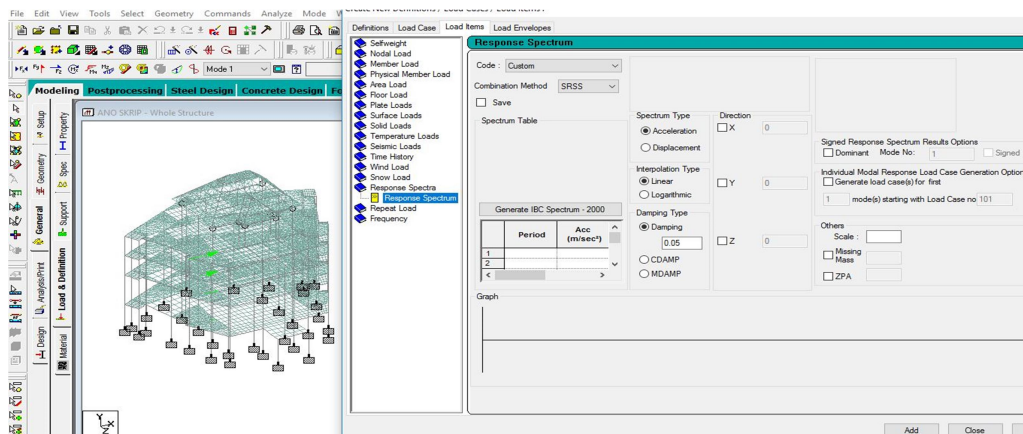
**New Load:** diisi nama beban **Ke-3** (beban gempa) yang bekerja pada struktur diisi nilai pembebanan sesuai dengan berat sendiri tiap lantai yang akan dibebankan pada pusat massa yaitu arah sumbu X dan Z, kemudian diatur nilai *Response Spectrum Load* Koefisien Gempa dasar untuk Wilayah Gempa 6 untuk tanah Sedang. Langkah pembebanan gempa seperti dihalaman berikut ini:



**Tabel 3.1** Beban Gempa Dinamik Arah X, Z dan Y

Lantai	FX (KN)	FZ (KN)	FY(KN)
			Wi * 10%
2	2691.104	2691.104	2691.104
3	3088.330	3088.330	3088.330
4	3323.853	3323.853	3323.853
5	3405.147	3405.147	3405.147

Diisi nilai gaya geser gempa yang telah dihitung tiap lantai pada kotak Fx, Fy dan Fz, dimana Fx dan Fz adalah gaya lateral gempa sedangkan Fy adalah beban gravitasi bumi efeknya hanya  $\pm 10\%$  akibat gempa.



**Gambar 3.2** Beban Gempa dan Spectrum parameter

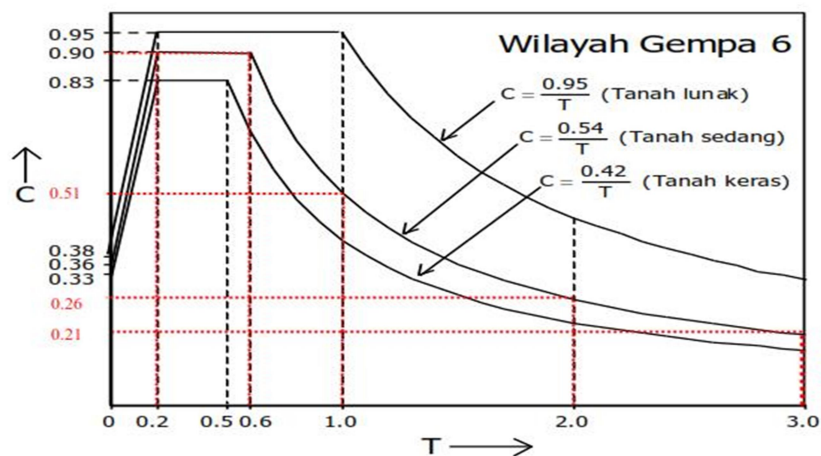
Klik pada Menu Spectrum akan tampil seperti diatas, kemudian kita mengisi parameter-parameter tersebut sesuai dengan peraturan gempa yang kita gunakan di Indonesia.

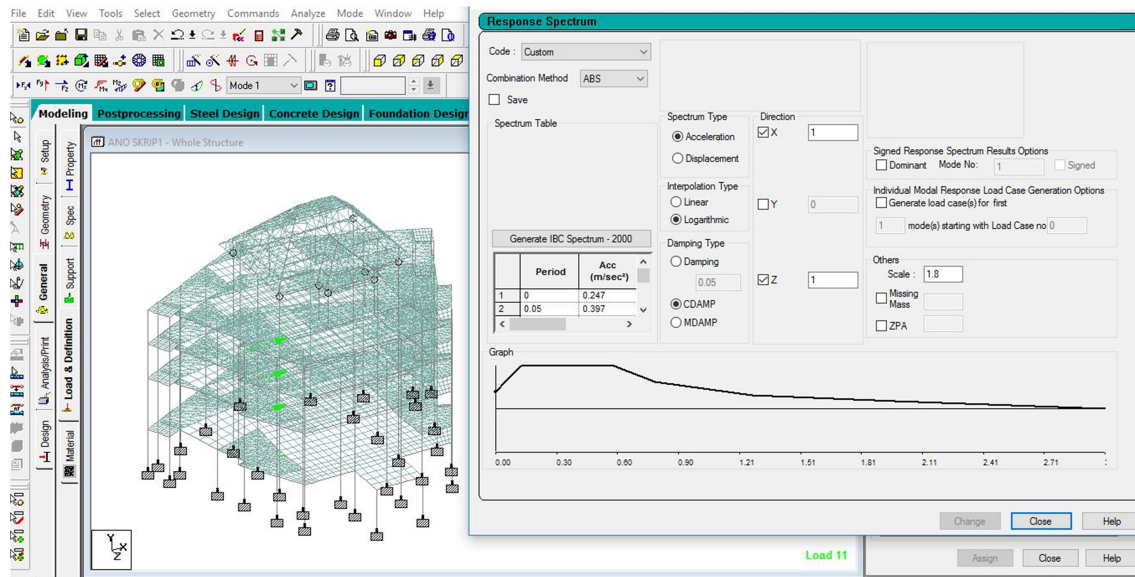
**Parameter:** Combination Method → CQC, Spectrum Type → *Acceleration*, Interpolation Type → *Linear*, Direction:  $X = 1, Y = 1, Z = 0, 3$  Damping →  $0,05$  Scale →  $1.2$

Dalam menganalisa beban gempa dinamik (SNI – 1726 – 2012 pasal 5.8.2)

Untuk mensimulasi arah pengaruh gempa yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%. Sehingga dalam parameter Spectrum Load Direction diisi:  $X = 1, Y = 1$  dan  $Z = 0, 3$

#### Mengatur Response Spectrum Load → Define Spectrum Pairs





**Gambar 3.2** Beban Gempa dan Define Spectrum Pairs

Koefisien gempa dasar untuk wilayah gempa 6 tanah sedang, dengan perhitungan Response Spectrum Gempa Rencana didapat nilai  $C = 0,51$  (SNI 1726 – 2013 pasal 4.7.6)

#### **New Load Combination:**

Load comb 7 kombinasi 1

$$U = 1,4D$$

Load comb 8 kombinasi 2

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$$

Load comb 8 kombinasi 3

$$U = 1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$$

Load comb 8 kombinasi 4

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 1,6 (Lr \text{ atau } R)$$

## **Design:**

Pilih Concrete design karena struktur portal yang di desain menggunakan material beton → **Select parameter:** diisi nilai parameter desain ( $f'_c$  dan  $f_y$ ) sesuai dengan data perencanaan → Assign. **Define parameter:** diisi nilai  $f_c$  dan  $f_y$  sesuai dengan data perencanaan. **Design Command:** dipilih Design Beam=desain balok  
→ Assign. Design Column = desain kolom → Assign, Design Slab/Element = desain elemen/plat → Assign. **Take off:** menampilkan berat volume beton → Assign...

## **Untuk menghitung berat struktur perantai**

Command → Post, Analysis Print → CG → Yes

## **Untuk menghitung Drift**

Command → Post, Analysis Print → Story Drift → Yes

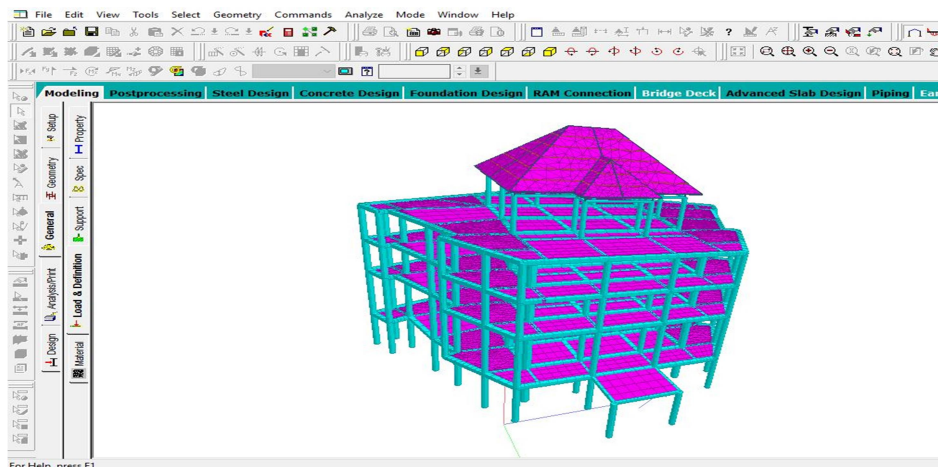
## **Analysis:**

Command → Analysis → perform Analysis → No Print → Add → Close

## **Run Analysis:**

Analyze → Run Analysis → Staad Analisis → Run analisis → Save

## **3.5.1 Perhitungan Pusat Masa (center of mass) dan Pusat Kekakuan (center of rigidity) Struktur.**



**Gambar 3.4** portal 3D dalam bentuk isometric



### 3.5.2 Gambar Pusat Masa ( Center Of Mass ):

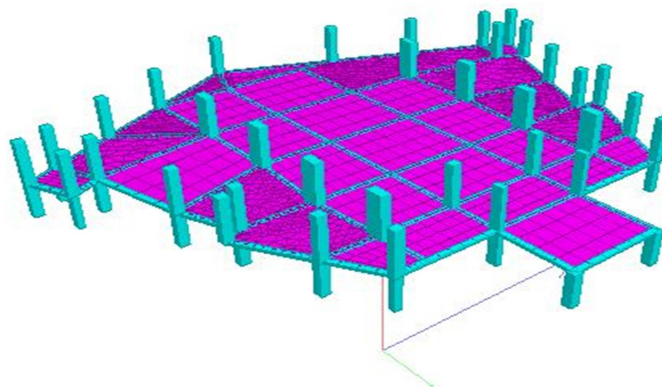
Pilih menu commands → loading primary load → create new primary load case: Title diisi nama beban **ke -1** (beban mati) → pilih selfweight untuk berat sendiri struktur: Direction = Y Facctor/nilai = -1 → Assign. Kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada lantai (plate load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan, Kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada batang/balok (member load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan.

**New Load:** diisi nama beban **Ke-2** (beban Hidup) yang bekerja pada lantai (plate) diisi nilai beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987(Tabel 3.1 hal. 12)

**New Load:** diisi nama beban **Ke-3** (beban gempa) yang bekerja pada struktur diisi nilai pembebanan sesuai dengan berat sendiri tiap lantai yang akan dibebankan pada pusat massa yaitu arah sumbu X dan Z, kemudian diatur nilai *Response Spectrum Load* Koefisien Gempa dasar untuk Wilayah Gempa 6 untuk tanah Sedang. Langkah pembebanan gempa seperti dihalaman berikut ini

### 3.5 Gambar dan perhitungan pusat massa Lantai

#### Gambar potongan lantai 2



**Gambar 3.5** Potongan Lantai 2

Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 2 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

**Tabel 3.2** Berat dan Koordinat Lantai 2

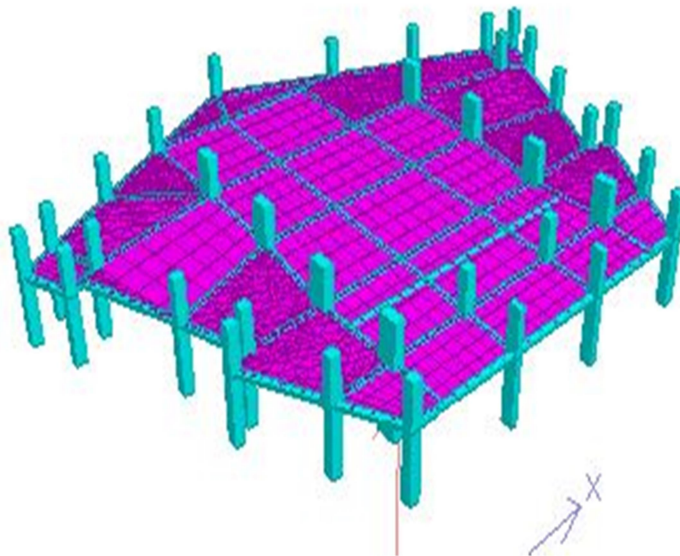
Berat (KN)	Koordinat (m)	
	X	Z
3405.1467	9.3520	-1.765

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 9.3520 Y = 4.6593 Z = -11.5044

TOTAL SELF WEIGHT = 3405.1467 (KN UNIT)

**Gambar potongan lantai 3**



**Gambar 3.6** Potongan Lantai 3

Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 3 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

**Tabel 3.3** Berat dan Koordinat Lantai 3

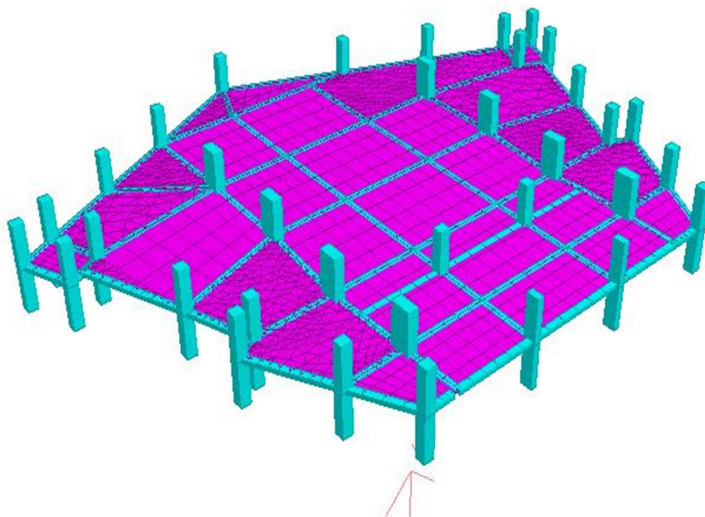
Berat (KN)	Koordinat (m)	
	X	Z
3323.8533	9.3203	-11.8524

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 9.3203 Y = 10.3116 Z = -11.8524

TOTAL SELF WEIGHT = 3323.8533 (KN UNIT)

**Gambar potongan lantai 4**



**Gambar 3.8** Potongan Lantai 4

Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 4 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

**Tabel 3.4** Berat dan Koordinat Lantai 4

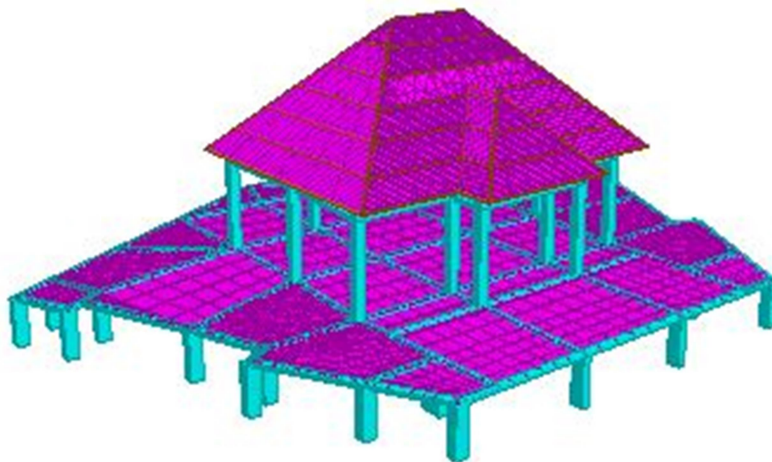
Berat (KN)	Koordinat (m)	
	X	Z
3088,3298	9.3207	-11.8762

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 9.3207 Y = 14.5000 Z = -11.8762

TOTAL SELF WEIGHT = 3088.3298 (KN UNIT)

**Gambar potongan lantai 5**



**Gambar 3.7** Potongan Lantai 5

Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 5 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

**Tabel 3.5** Berat dan Koordiant Lantai 5

Berat (KN)	Koordinat (m)	
	X	Z
2691.1035	9.3351	-12.0303

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 9.3351 Y = 18.9442 Z = -12.0303

TOTAL SELF WEIGHT = 2691.1035 (KN UNIT)

\*\*\*\*\*

1. Koordinat pusat masa lantai (Center of Mass) dilihat dari hasil running Program Bantu Teknik Sipil (PBTS)/STAAD PRO, berat bangunan per lantai yang telah dipotong dalam bentuk 3D dengan perintah / Command

→ Post Analysis Print: CG (Center of Gravity) dan Support Reaction.

Koordinat pusat massa per lantai seperti pada tabel dibawah ini:

**Tabel 3.6** koordinat Per Lantai

Koodinat per lantai	X	Z
Lanta 2	9.35	-11.50
Lanta 3	9.32	-11.85
Lanta 4	9.32	-11.87
Lanta 5	9.33	-12.03



**Keterangan:**

Nilai koordinat ini dipakai untuk memberikan beban gempa pada struktur dan Respon Spectrum Gempa pada struktur dapat dilihat pada Input data Staad Pro, dengan mengatur parameter – parameter:  $X = 1$ ,  $Y = 1$ ,  $Z = 0,3$

Dalam menganalisa beban gempa dinamik (SNI – 1727 – 2013 pasal ( 5.8 )

Untuk mensimulasi arah pengaruh gempa yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembeban gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%. Sehingga dalam parameter Specturm Load Direction diisi:  $X=1$ ,  $Y=1$  dan  $Z = 0,3$

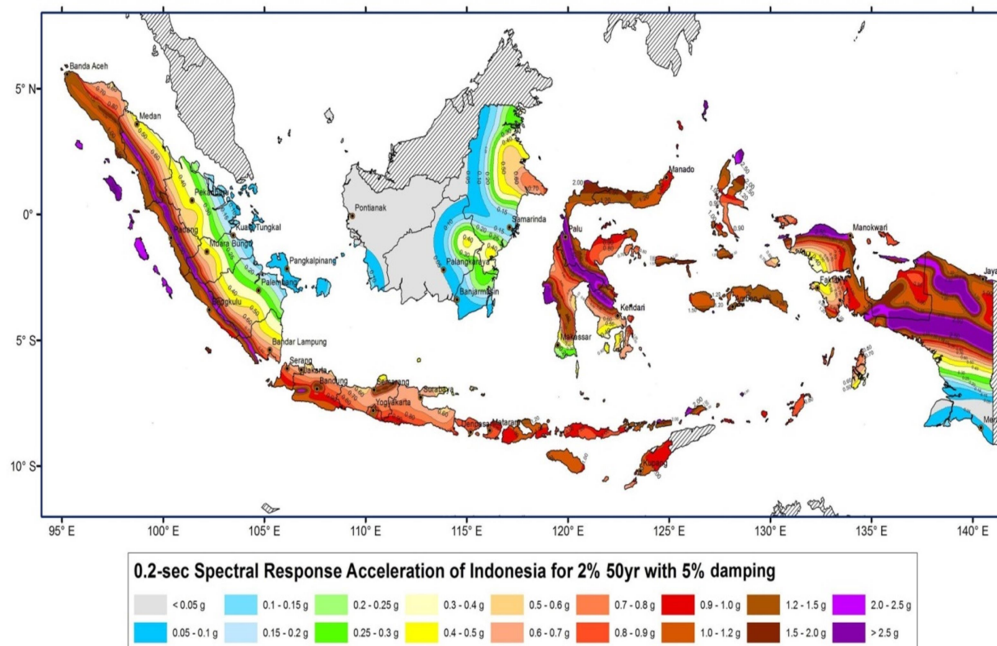
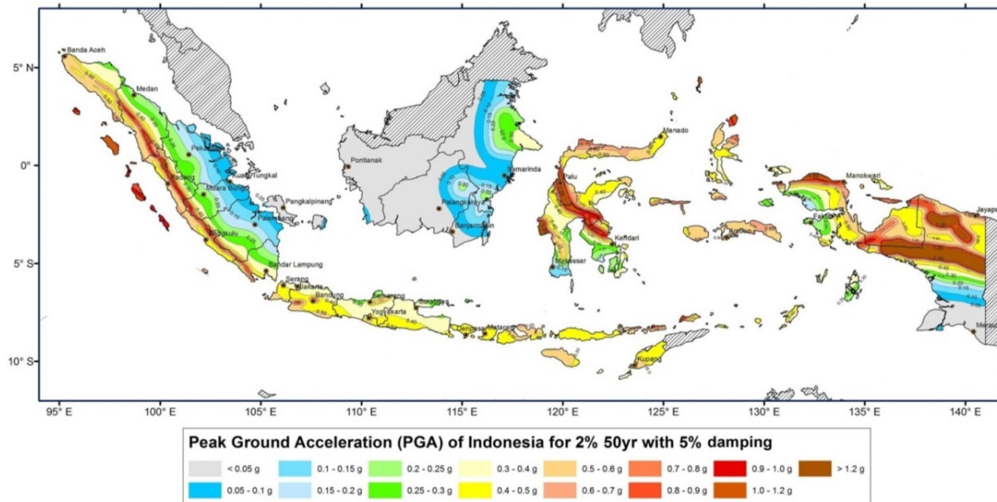
**Berat bangunan tiap lantai dari hasil analisa STAAD PRO di tabelkan**

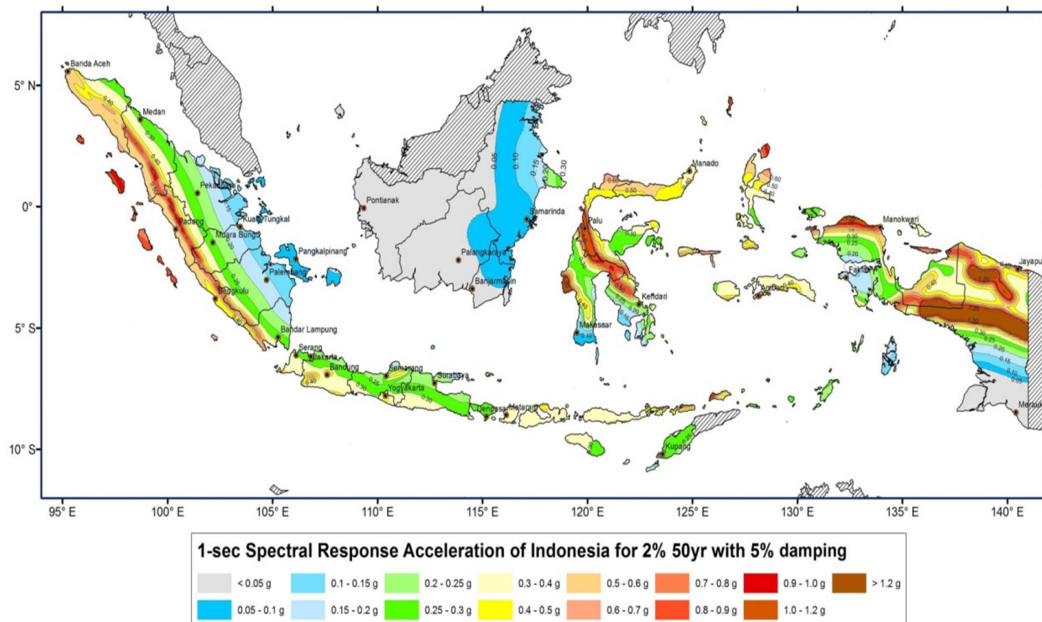
**Tabel 3.7** Berat Bangunan Per Lantai

<b>Lantai</b>	<b>Elevasi (m)</b>	<b>Berat total (KN)</b>
2	4.50	3405.1467
3	10.50	3323.8533
4	14.50	3088,3298
5 + Atap	26,43	2691.1035

## Wilayah Gempa dan Spektrum Respon

### 3.9 Beban Gempa dan Peta Zonasi Gempa Indonesia





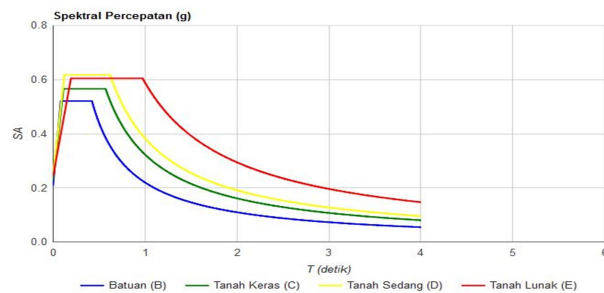
### 3.7 Menentukan Nilai $S_S$ dan $S_I$

- Lokasi Gedung = Malang
- Data didapat dari = Puskim.Pu.Co. Id

Jenis Batuan Tanah Sedang (D)	
Variabel	Nilai
PGA (g)	0.399
$S_S$ (g)	0.781
$S_I$ (g)	0.330
$C_R S$	1.003
$C_R 1$	0.921
$FPGA$	1.101
$E$	1.101

Block Batuan Tanah Sedang (D)	
T (detik)	SA (g)
0	0.247
$T_0$	0.618
$T_S$	0.618
$T_S+0$	0.532
$T_S+0.1$	0.467
$T_S+0.2$	0.416
$T$	1.101



3.10 Gambar puskim. Pu. Co . id

Untuk kota Malang, di dapat nilai :

$$S_s = 0,781$$

$$S_1 = 0,330$$

### 3.7. Menentukan Kageori Resiko bangunan dan Faktor Keutamaan, $I_e$

**Tabel 3.12: Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa**

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran ) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

**Table 3.9 faktor keutamaam Gempa**

Kategori risiko	Faktor keutamaam gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

### 3.7.1 Menentukan Kategori Design Seismik (KDS)

- Menentukan Koefisien Situs  $F_a$  dan  $F_v$

Berdasarkan data tanah N'SPT pada lapisan tanah 1m hinga 12 meter

$N_2$  = nilai rata- rata  $N_{spt}$

$$= \frac{18+16}{2} = 17$$

$$\frac{T_i}{N_i} = \frac{6.5}{17} = 0.382$$

**Tabel 3.10 Perhitungan  $\bar{N}$  (nilai rata – rata hasil *test* penetrasi standar lapisan**

Perhitungan KDS				
Keterangan	Kedalaman (m)	Tebal (m)	$N_i$	$T_i/N_i$
Lapisan 1	6.5	6.5	17	0.382353
Lapisan 2	10.1	3.6	23.5	0.153191
Lapisan 3	16	5.9	13	0.453846
Lapisan 4	20.5	4.5	19.5	0.230769
Lapisan 5	25	4.5	18	0.25
		25		1.47016
N				
Jumlah		25		17.00495

Sumber : Data Hasil Boring Pada Hotel Ijen Nirwana , 2013

$$\frac{\sum(T_i)}{\sum(\frac{T_i}{N_i})} = \frac{25}{1.47016} = 17.00495$$



NO.BH -3 ( N = 17.00495 )

**Tabel 3.11 : Klasifikasi Situs**

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
<b>SA (batuan keras)</b>	> 1500	N/A	N/A
<b>SB (batuan)</b>	750 sampai 1500	N/A	N/A
<b>SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)</b>	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
<b>SD (tanah sedang)</b>	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
<b>SE (tanah lunak)</b>	< 175	<15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$ , dan 3. Kuat geser niralisir $\bar{s}_u < 25 kPa$			
<b>SF (tanah khusus, yang membutuhkan Investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)</b>  Keterangan: N/A = tidak dapat dipakai	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah,</li> <li>- Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan <math>H &gt; 3</math> m),</li> <li>- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7,5</math> m dengan Indeks Plastisitas, <math>PI &gt; 75</math>),</li> <li>- Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan <math>H &gt; 35</math> m dengan <math>s_u &lt; 50</math> kPa.</li> </ul>		

**Tabel 3.12: Klasifikasi Situs Fa**

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s$ 0,25	$S_s$ 0,5	$S_s$ 0,75	$S_s$ 1,0	$S_s$ 1,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

**CATATAN:**

(a) Untuk nilai-nilai antara  $S_s$  dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

**Table 3. 13Klasifikasi Situs Fa**

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$				
	$S_1$ 0,1	$S_1$ 0,2	$S_1$ 0,3	$S_1$ 0,4	$S_1$ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

**CATATAN :**

(a) Untuk nilai-nilai antara  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Maka dari Hasil Interpolasi diatas didapat :

$$\text{Untuk } S_s = 0.789 \text{ g}$$

$$\text{Untuk } S_1 = 0.333 \text{ g}$$

$$S_s = 1.000 \sim Fa = 1.1$$

$$S_s = 0.750 \sim Fa = 1.2$$

$$S_s = 0.781 \sim Fa = \dots\dots\dots?$$

$$Fa = 1.100 + \frac{[0.789-1.000]}{[0.750-1.000]} \times 1.200 - 1.100 = 1.184$$

$$F_a = 1.184$$

$$S_s = 0.300 \quad \sim \quad F_v = 1.6$$

$$S_s = 0.400 \quad \sim \quad F_v = 1.8$$

$$S_s = 0.330 \quad \sim \quad F_v = \dots\dots\dots?$$

$$F_v = 1.8 + \frac{[1.8-1.6]}{[0.400-0.300]} \times 0.330 - 0.3 = 0.704$$

$$F_v = 1.91$$

### 3.7.2 Menentukan Nilai SDS dan SDI

$$\begin{aligned} S_{DS} &= 2/3 \times F_a \times S_s \\ &= 0.66666667 \times 1.191 \times 0.781 \\ &= 0.620 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DI} &= 2/3 \times F_v \times S_1 \\ &= 0.66666667 \times 1.91 \times 0.330 \\ &= 0.420 \text{ g} \end{aligned}$$

**Table 3.14 Kategori Design Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek**

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

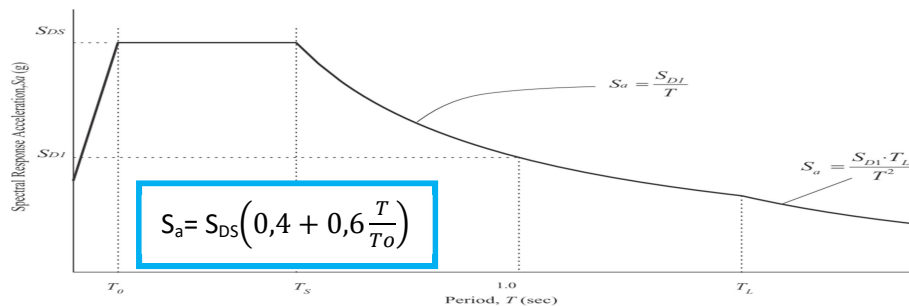
Untuk nilai  $0.620 \text{ g} > 0.500 \text{ g}$  maka termasuk kategori desain seismic D dan termasuk kategori SRPMK ( pasal 7.2.5.5 )

Kategori Design Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Untuk nilai  $0.420 \text{ g} > 0.200 \text{ g}$  maka termasuk kategori desain seismic D dan termasuk kategori SRPMK ( pasal 7.2.5.5 )

### 3.11 Membuat Spectrum Respons Design



$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0.2 \times (S_{D1}/S_{DS}) & T_s &= 0.2 \times (S_{D1}/S_{DS}) \\
 &= 0.2 \times \frac{0.420}{0.620} & &= 0.2 \times \frac{0.420}{0.620} \\
 &= \mathbf{0.14 \text{ Detik}} & &= \mathbf{0.68 \text{ Detik}}
 \end{aligned}$$

### 3.7.4. Menentukan Perkiraan Periode Fundamental Alami

Untuk struktur dengan ketinggian  $< 12$  tingkat dimana sistem penahan gaya seismik terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m.

$$T_a = 0.1 N \longrightarrow N = \text{Jumlah tingkat}$$

Untuk Struktur dengan Ketinggian > 5 Tingkat :

$$T_a = C_u(t)$$

Dimana :

hn = Ketinggian struktur dalam (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan

Koefisien  $C_t$  dan  $x$  ditentukan dari tabel

Batas perioda maksimum.

$$T_{max} = C_u \cdot T_a$$

**Tabel 3.15: Koefisien Untuk Batas Atas pada Perioda yang dihitung**

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{D1}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

**Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 56 dari 138)**

$S_{D1} = 0.420$  g maka koefisien  $C_u = 1,4$

**Tabel 3.16: Koefisien Untuk Batas Atas pada Perioda yang dihitung**

Tipe struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 <sup>a</sup>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <sup>a</sup>	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 <sup>a</sup>	0,75

Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan ( $T_a$ ), dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat di mana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m:

Tipe struktur penahan gaya lateral arah x dan arah y adalah sistem rangka pemikul momen.

**Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 56 dari 138)**



Tipe Struktur penahan gaya lateral arah X dan arah Y adalah dinding geser sehingga termasuk tipe *semua sistem struktur lainnya*.

$$T_a = 0.1 N$$

Arah X - (sistem Struktur lainnya)      Arah Y - (sistem Struktur lainnya)

$$N = 5$$

$$N = 5$$

Maka :

Maka :

$$T_a = 0.1 \times 5$$

$$T_a = 0.1 \times 5$$

$$= 0.500 \text{ detik}$$

$$= 0.500 \text{ detik}$$

$$T_{\max} = C_u \cdot T_a$$

$$T_{\max 1} = 1.4 \times 0.500$$

$$T_{\max 1} = 1.4 \times 0.500$$

$$= 0.7$$

$$= 0.7$$

#### **Batasan Penggunaan Prosedur Analisis Gaya Lateral Ekuivalen (ELF)**

Kontrol :

$$T_s = (S_{D1}/S_{DS})$$

$$= 0.420 \text{ g} / 0.620 \text{ g}$$

$$= 0.6775$$

$$3.5 T_s = 1.140041$$

$T < 3.5 T_s$ , sehingga di gunakan analisa prosedur gempa **dinamis**

### Menentukan faktor $R$ , $C_d$ dan $\Omega_0$

**Tabel 3.17 : Faktor  $R$ ,  $C_d$  dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya gempa**

24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
<b>C. Sistem rangka pemikul momen</b>								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>h,i</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>i</sup>
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI <sup>h</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>i</sup>
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI

Dari Tabel diatas maka di dapat nilai Faktor  $R$ ,  $C_d$  dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya dengan menggunakan dinding geser beton bertulang Khusus Sebagai Berikut :

- $R$  ( Koefisien modifikasi Respons ) = 8
- $\Omega_0$  (Faktor Kuat lebih sistem ) = 3
- $C_d$  (Faktor kuat lebih sistem ) = 5,5

### 10 Menghitung Nilai Base Shear

$$V = C_s \times W \longrightarrow \text{Pasal 7.8.1 SNI 1726-2012}$$

Keterangan :

$C_s$  = Koefisien Respon Seismik

$W$  = Berat Seismik Efektif

Koefisien respons seismik CS  Pasal 7.8.1 SNI 1726-2012

$$CS = \frac{SDS}{(R/Ie)}$$

Nilai CS yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$CS = \frac{SDS}{Tx(R/Ie)}$$

CS harus tidak kurang dari :

$$CS = 0,044SDS \text{ Ie} \geq 0,01$$

Untuk  $S_1 \geq 0,6$  g, nilai CS harus tidak kurang dari:

$$CS = \frac{SDS}{(R/Ie)}$$

Nilai CS yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$CS = \frac{SDS}{Tx(R/Ie)}$$

CS harus tidak kurang dari :

$$CS = 0,044SDS \text{ Ie} \geq 0,01$$

Untuk  $S_1 \geq 0,6$  g, nilai CS harus tidak kurang dari:

$$CS = \frac{0,5 \times S_1}{Tx(R/Ie)}$$

$$S_1 = 0.333g$$

$$V = C_s \times W$$

$$CS = \frac{SDS}{(R/Ie)} = \frac{0.620}{8/1.5} = 0.11629$$

$$CS \text{ Maks} = \frac{SD}{T \times (R/Ie)} = \frac{0.420}{0.70 \times 5.33} = 0.11255$$

$$CS \text{ Min} = \frac{0.5 \times S1}{(R/Ie)} = \frac{0.5 \times 0.3}{5.33} = 0.03094$$

$$C_{SX} = \frac{SD1}{T \times (R/Ie)} = \frac{0.157}{1.140 \times 5.33} = 0.11255$$

$$C_{Sy} = \frac{SD1}{T \times (R/Ie)} = \frac{0.157}{1.140 \times 5.33} = 0.11255$$

Kontrol :

$$CS \text{ min} = 0.044 \times S_{DS} \times 1,5$$

$$= 0.044 \times 0.620 \times 1,5$$

$$= 0,040932 \quad 0.01 \longrightarrow \text{OK}$$

Kesimpulan :

Nilai CS yang dipakai adalah = 0.040932

Maka Nilai Vx dan Vy adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_x &= CS \times W \\ &= 0.031812 \times 12508.43 \\ &= \mathbf{397.9182 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_y &= CS \times W \\ &= 0.03122 \times 12508.43 \\ &= \mathbf{397.9182 \text{ KN}} \end{aligned}$$

### Menghitung Gaya Gempa lateral FX

$$F_X = C_{VX} \times V \quad \longrightarrow \quad \text{Pasal 7.8.3 SNI 1726-2012}$$

### Menghitung Gaya Gempa lateral FX

$$F_X = C_{VX} \times V \quad \longrightarrow \quad \text{Pasal 7.8.3 SNI 1726-2012}$$

$$C_{VX} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

Dimana :

$C_{VX}$  = Faktor distribusi vertical

$V$  = Gaya lateral design total atau geser di dasar struktur

$W_i$  &  $W_x$  = Bagian berat seismik sfektif total struktur ( $W$ ) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat  $i$  atau  $x$

$h_i$  &  $h_x$  = Tinggi (m) dari dasar sampai tingkat  $i$  atau  $x$

$K$  = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 detik atau kurang ,  $K = 1$

Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 2,5 detik atau lebih ,  $K = 2$



Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 dan 2,5 detik k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

$T_x = 0.7$  detik Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai  $S_s = 1.120$  g berada diantara nilai

$$T_x = 0.500 \quad K_x = 1.00$$

$$T_x = 2.500 \quad K_x = 2.00$$

$$T_x = 0.7 \quad K_x = \dots?$$

$$\begin{aligned} K_x &= 1.000 + \frac{0.700-0.500}{2.500-0.500} 2.000 - 1.000 \\ &= 1.100 \end{aligned}$$

$$T_y = 0.7 \text{ Detik}$$

Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai  $S_s = 1.120$  g berada diantara nilai

$$T_y = 0.500 \quad K_x = 1.00$$

$$T_y = 2.500 \quad K_x = 2.00$$

$$T_y = 1.120 \quad K_x = \dots?$$

$$\begin{aligned} K_y &= 1.000 + \frac{0.700-0.700}{2.500-0.700} 2.000 - 1.000 \\ &= 1.100 \end{aligned}$$

$$V_x = 397.9182 \text{ KN}$$

$$V_y = 397.9182 \text{ KN}$$

**Table 3.18 Perhitungan Pusat Mas Untuk Beban Gempa**

LANTAI	Weight (Wi) kn	Tinggi (hi) m	Wi x hi <sup>kx</sup>	Wi x hi <sup>ky</sup>	Fx( kn)	Fy (kn)
Lantai 5+ atap	2691.104	26.4	98681.850	98681.850	179.177	179.177
Lantai 4	3088.330	14.5	58509.781	58509.781	106.236	106.236
Lantai 3	3323.853	10.5	44151.969	44151.969	80.167	80.167
Lantai 2	3405.147	4.5	17810.233	17810.233	32.338	32.338
<b>Total</b>	<b>12508.433</b>		<b>219153.832</b>	<b>219153.832</b>	<b>397.918</b>	<b>397.918</b>

Lantai	Perhitungan Beban Gempa 100 % yang ditinjau dan 30 % arah tegak lurus			
	Fx (Kn)	30 % Fx (Kn)	Fy	30 % Fy (Kn)
Lantai 5	179.177	53.753	179.177	53.753
Lantai 4	106.236	31.871	106.236	31.871
Lantai 3	80.167	24.050	80.167	24.050
Lantai 2	32.338	9.701	32.338	9.701
<b>Total</b>	<b>397.918</b>	<b>119.375</b>	<b>397.918</b>	<b>119.375</b>

### 3.7.5 Kinerja Batas Layan ( $\Delta_s$ ) dan Kinerja Batas Ultimit ( $\Delta_m$ )

#### Kinerja Batas Layan ( $\Delta_s$ )

Drift  $\Delta_s$  diperoleh dari hasil analisa struktur portal 3 dimensi menggunakan gempa respons spectrum berupa hasil deformasi lateral / simpanan horizontal maksimum peringkat yang terjadi pada rangka portal yang dapat di tinjau terhadap arah X dan arah Z.

Menurut SNI 03 – 1726 – 2012 pasal 8.1.1 Untuk memenuhi syarat kinerja batas layan, maka drift  $\Delta s$  antar tingkat tidak boleh lebih besar dari :

$R = 8$  (Rangka Beton Bertulan Pemikul Momen Khusus)

$$(\text{drift } \Delta s) = \frac{0,03}{R} \times h_i$$

1. Tingkat 1 ,  $h = 4500$  mm

$$(\text{drift } \Delta s) = \frac{0,03}{8} \times 4500 = 16.875 \text{ mm}$$

2. Tingkat 2,  $h = 6000$  mm

$$(\text{drift } \Delta s) = \frac{0,03}{8} \times 6000 = 22.50 \text{ mm}$$

3. Tingkat 3-5,  $h = 4000$  mm

$$(\text{drift } \Delta s) = \frac{0,03}{8} \times 4000 = 15.00 \text{ mm}$$

**Kinerja batas layan arah X**

*3.41 tabel kinerja batas layanan arah X*

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	story drift (mm)	$\Delta S$ (mm)	Diizinkan (mm)	Ket.
1	Lantai 2	4500	0.31	0.31	16.88	OK
2	Lantai 3	6000	3.06	2.75	22.50	OK
3	Lantai 4	4000	11.21	8.15	15,00	OK
4	Lantai 5	4000	14.86	3.65	15,00	OK
5	Atap /	4000	16.99	2.13	15,00	OK

## Kinerja batas layanan arah Z

*3.42 tabel kinerja batas layanan arah Z*

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	story drift (mm)	$\Delta S$ (mm)	Diizinkan (mm)	Ket.
1	Lantai 2	4500	1.37	1.37	16.88	OK
2	Lantai 3	6000	4.97	4.97	22.50	OK
3	Lantai 4	4000	17.21	17.21	15,00	OK
4	Lantai 5	4000	23.78	23.78	15,00	OK
5	atap	4000	10.47	10.47	15,00	OK

### 3.7.6 Kinerja Batas Ultimit ( $\Delta s$ )

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela delatasi). Sesuai Pasal 4.3.3 simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali  $\xi$  sebagai berikut :

$$\xi = 0.7 \times R \quad (\text{SNI 03-1726-2012 pasal 8.2.1})$$

$$\xi = 0.7 \times 8 = 5$$

### Kinerja batas layan arah X

*43 tabel kinerja batas layanan arah X*

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	story drift (mm)	$\Delta S \times \xi$	Diizinkan (mm)	Ket.
1	Lantai 2	4500	0.31	1.74	90.00	OK
2	Lantai 3	6000	3.06	15.40	120.00	OK
3	Lantai 4	4000	11.21	45.64	80,00	OK
4	Lantai 5	4000	14.86	20.44	80,00	OK
5	atap	4000	16.99	11.93	80,00	OK

### Kinerja batas layanan arah Z

*3.44 tabel kinerja batas layanan arah Z*

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	story drift (mm)	$\Delta S \times \xi$	Diizinkan (mm)	Ket.
1	Lantai 2	4500	1.37	7.67	90.00	OK
2	Lantai 3	6000	4.97	20.16	120,00	OK
3	Lantai 4	4000	17.21	68.54	80,00	OK
4	Lantai 5	4000	23.78	36.79	80,00	OK
5	atap	4000	10.47	-74.54	80,00	OK

### 3.8 Perhitungan Eksentrisitas Rencana $e_d$

Untuk  $0 < e \leq 0.3 b$

$$e_d = 1.5 e + 0.05 b \text{ atau } e_d = e - 0.05 b$$

Untuk  $e \geq 0.3 b$  :

$$e_d = 1.33 e + 0.1 b \text{ atau } e_d = 1.17 e - 0.1 b$$



Dari setiap persamaan di pilih di antara ke dua rumus itu, yang pengaruhnya

Paling menentukan untuk unsur subsitem struktur gedung yang di tinjauh

### **Lantai 5 + atap**

Dimana :  $b_z = 34,7 \text{ m}$

$b_x = 27.98 \text{ m}$

$$e_z = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.02 \leq 0.3 \times 34,7$$

$$= 0.02 < 10.41 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....1}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.02 + 0.05 \times 34.7$$

$$= 1.765$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.02 - 0.05 \times 34.7$$

$$= - 1.715$$

Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dz}$  yaitu : 1.765 m

$$e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= -12.998 \leq 0.3 \times 27.98$$

$$= -12.998 < 8.394 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....1}$$

$$\begin{aligned}
 e_{dx} &= 1.5 e + 0.05 b \\
 &= 1.5 \times (-12.998) + 0.05 \times 27.98 \\
 &= -18.098
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_{dx} &= e - 0.05 b \\
 &= -12.098 - 0.05 \times 27.98 \\
 &= -14,379 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dx}$  yaitu : -14.379 m

**3.8.1 Jadi eksentrisitas rencana untuk lantai 5  $e_{dx} = 1.765 \text{ m}$  dan  $e_{dx} = -14.379$**

#### **Lantai 4**

Dimana :  $b_z = 34,7 \text{ m}$

$$b_x = 27.98 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 e_z &= e \leq 0.3 b \\
 &= 0.02 \leq 0.3 \times 34,7 \\
 &= 0.02 < 10.41 \quad \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....1}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_{dz} &= 1.5 e + 0.05 b \\
 &= 1.5 \times 0.02 + 0.05 \times 34.7 \\
 &= 1.765
 \end{aligned}$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.02 - 0.05 \times 34.7$$

$$= -1.715$$

Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dz}$  yaitu : 1.765 m

$$e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= -12.998 \leq 0.3 \times 27.98$$

$$= -12.998 < 8.394 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....1}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times (-12.998) + 0.05 \times 27.98$$

$$= -18.098$$

$$e_{dx} = e - 0.05 b$$

$$= -12.098 - 0.05 \times 27.98$$

$$= -14.379 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dx}$  yaitu : -14.379 m

**Jadi eksentrisitas rencana untuk lantai 5  $e_{dx} = 1.765 \text{ m}$  dan  $e_{dx} = -14.379$**

### **Lantai 3-2**

Dimana :  $b_z = 34,7 \text{ m}$

$$b_x = 27.98 \text{ m}$$

$$e_z = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.02 \leq 0.3 \times 34,7$$

$$= 0.02 < 10.41 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....1}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.02 + 0.05 \times 34.7$$

$$= 1.765$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.02 - 0.05 \times 34.7$$

$$= -1.715$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dz}$  yaitu : 1.765 m**

$$e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= -12.998 \leq 0.3 \times 27.98$$

$$= -12.998 < 8.394 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....1}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times (-12.998) + 0.05 \times 27.98$$

$$= -18.098$$

$$e_{dx} = e - 0.05 b$$

$$= -12.098 - 0.05 \times 27.98$$

$$= -14.379 \text{ m}$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dx}$  yaitu : -14.379 m**

**Table 3.21 eksentrisitas rencana untuk lantai 5  $e_{dz} = 1.765$  m dan  $e_{dx} = -14.379$  m**

lantai	Jarak ( m )	
	$e_{dz}$	$e_{dx}$
2	1.765	-14.379
3	1.765	-14.379
4	1.765	-14.379
5	1.765	-14.379



## BAB IV

### PERHITUNGAN PENULANGAN STRUKTUR

#### 4.1 Perhitungan Penulangan Balok

##### 4.1.1 Perhitungan Penulangan Lentur Balok

Penulangan yang direncanakan adalah pada balok induk melintang line tengah dengan balok No. 174, 2410, 2390

➤ Data Perencanaan

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_{yulir} = 390 \text{ Mpa}$$

$$f_{yPolos} = 240 \text{ mpa}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai tulangan pokok D} = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai tulangan sengkang} = \varnothing 10 \text{ mm}$$

$$\text{Bentang balok 401, 3920, 3922 (L)} = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Bentang bersih balok (Ln)} = 4600 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{diameter sengkang} - 1/2 \text{ diameter tulangan rencana}$$

$$= 600 - 40 - 10 - (1/2 \times 19)$$

$$= 540,5 \text{ mm}$$

- Beban aksial tekan  $\leq A_g \cdot f'_c / 10$

$$11,30 \text{ kN} \leq \{ [400 \times 600] \times 30 / 10 \} 10^{-3}$$

$$11,30 \text{ kN} \leq 720 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

- Bentang bersih  $\geq 4d$

$$4600 \geq 4 \times 540,5$$

$$4600 \geq 2162 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

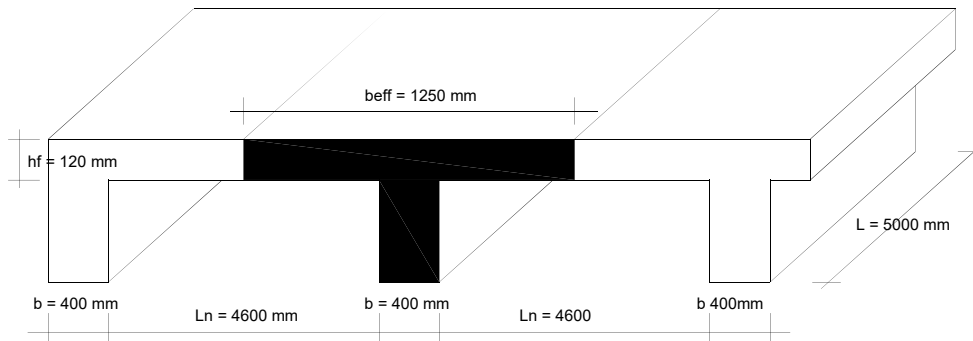
- $b_w/h \geq 0,3$

$$400/600 \geq 0,3$$

$$0,6667 \geq 0,3 \dots\dots\dots\text{OK}$$

- $b_w \geq 250$

$$400 \geq 250 \dots\dots\dots\text{OK}$$



\_Lebar flens efektif (beff)

- $beff = 1/4 L$

$$= 1/4 \times 5000$$

$$= 1250 \text{ mm}$$

- $beff = b_w + 8h_{fkr} + 8h_{fkn}$

$$= 400 + (8 \times 120) + (8 \times 120)$$

$$= 2320 \text{ mm}$$

- $beff = b_w + 1/2 L_{nkr} + 1/2 L_{nkn}$

$$= 400 + (1/2 \times 4600) + (1/2 \times 4600)$$

$$= 5000 \text{ mm}$$

Dipakai nilai beff terkecil yaitu = 1250 mm

Untuk mengetahui luar tulangan tarik yang diizinkan (Asmaks) maka dihitung :

$$A_s \text{ maks} = \frac{0,75 \cdot (0,85 \cdot f_c')}{f_y} x \left[ b_{eff} \cdot h_f + b_w \left( \frac{600 \cdot d}{f_y + 600} - h_f \right) \right], \text{ dimana}$$

$f_c' = 30 \text{ Mpa}$  dan  $f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$A_s \text{ maks} = \frac{0,8 \cdot (0,85 \cdot 30)}{390} x \left[ 1500 \cdot 120 + 400 \left( \frac{600 \cdot 540,5}{390 + 600} - 120 \right) \right]$$

$$A_{s \text{ maks}} = 0,049 \times 43107,9 = 1868,7517 \text{ mm}^2$$

Tulangan minimal sedikitnya harus dihitung menurut SNI – 2847 - 2013 pasal 10.5.1. 2013 dan tidak boleh lebih kecil dari :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{b_w \cdot d}{4 \cdot f_y} \sqrt{f_c'} = \frac{400 \cdot 540,4}{4 \cdot 390} \sqrt{30}$$

$$= 759,087 \text{ mm}^2$$

dan

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \cdot 400 \cdot 540,5}{390}$$

$$= 776,103 \text{ mm}^2$$

Dengan mengetahui batasan dari jumlah tulangan yang harus terpasang untuk menahan memom yang terjadi pada struktur portal tahan gempa.

Maka dipakai tulangan minimum 4 D 19

$$A_s = 1/4 \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= 1/4 \cdot 3,14 \cdot 19^2 \times 4$$

$$= 850,2 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan minimal 4 D 19 ( $A_s = 850,16 \text{ mm}^2 > 776,103 \text{ mm}^2$ )

Perhitungan penulangan tumpuan **kanan join**     **184**

$M_u = 648.366 \text{ KN.m}$      ( kombinasi 1 hasil dari staad pro 2008 )

$$648.366 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

- Momen nominal ( $M_n$ ) :

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{648.366 \times 10^6}{0.80} = 810.4575 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

- Koefisien Tahanan ( $R_n$ ) :

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{810.458 \times 10^6}{400 \times 541^2} = 6.9355$$

- Perbandingan Tegangan ( $m$ )

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0.85 \times 30} = 15.2941$$

- Rasio penulangan perlu/rasio tulangan tarik yang memberikan kondisi regangan pada suatu penampang balok ( $\rho$  perlu):

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15.294118} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.2941 \times 63.0268}{390}} \right) \\ &= 0.0653846 \times 1 (1.985768800) \\ &= 0.007853 \end{aligned}$$

- Rasio penulangan keseimbangan/rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan yang seimbang ( $\rho_b$ ) :

$$\beta_1 = 0.85 \longrightarrow f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 \times 30}{390} \times 0.85 \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0.034 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0.75 \cdot \rho_b$$

$$\rho_{maks} = 0.75 \times 0.034 = 0.02526$$

- Batasan rasio penulangan minimum ( $\rho_{min}$ )

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1.4}{390} = 0.0035897$$

$$\rho = 0.0874731 > \rho_{min} = 0.00359, \text{ maka dipakai } \rho = 0.00586$$

$$A_{S_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0.012 \times 400 \times 540.50$$

$$= 1697.819 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan (n) yang diperlukan:

$$n = \frac{\rho}{\left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2\right)} = \frac{1697.818}{\frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2} = 5.991 = 6 \text{ buah}$$

Dipakai tulangan tarik D 19 dengan jumlah 6 buah

$$\text{Maka } A_{S_{ada}} = 6 \times \frac{1}{4} \times 19^2 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

Syarat :  $A_{S_{ada}} > A_{S_{perlu}}$

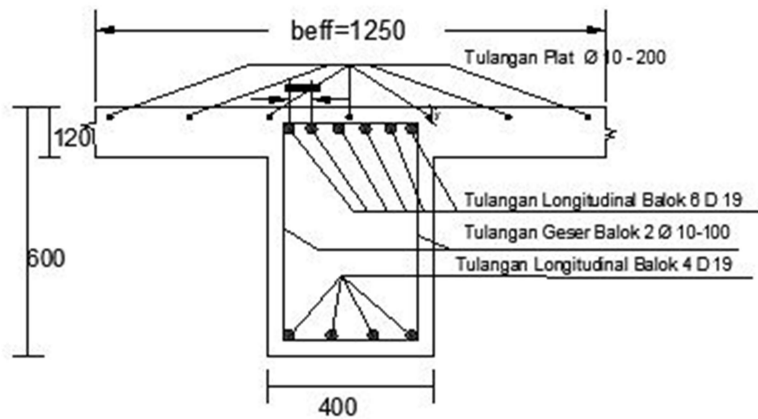
$$1700.31 \text{ mm}^2 > 1697.819 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{aman})$$

Kontrol :

$$b_{w_{min}} = (2 \times 40) + (2 \times 10) + (6 \times 19) + (5 \times 40)$$

$$= 397 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{aman})$$

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6 D 19 ( $A_s = 1700.31 \text{ mm}^2$ ),
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 4D 19 ( $A_s = 1133.54 \text{ mm}^2$ ),
- Tulangan plat terpasang disepanjang beff 7 Ø 10 ( $A_s = 705,50 \text{ mm}$



### **Kontrol Momen Negatif**

$$\text{Tulangan tarik Asplat} = 7 \text{ } \varnothing 10 = 706.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik As} = 6 \text{ D}19 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan As}' = 4 \text{ D}19 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan tarik As} + \text{As}_{\text{plat}} &= 706.50 + 1700.31 \\ &= 2406.81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_1 &= 20 + 1/2 \cdot 10 \\ &= 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

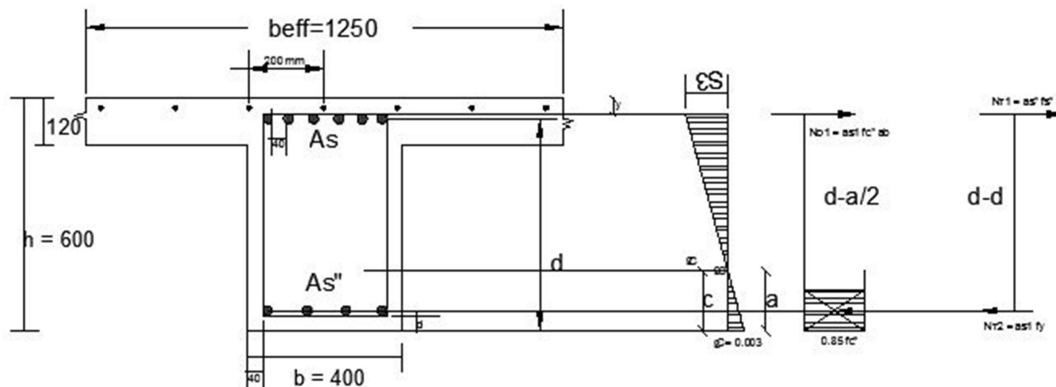
$$\begin{aligned} y_2 &= 40 + 10 + 1/2 \cdot 19 \\ &= 59.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= \frac{(706.50 \times 25) + 1700.31 \times 60}{2406.81} \\ &= 49.373 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d = 600 - 49.373 = 550.627 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d' &= 40 + 10 + 1/2 \cdot 19 \\ &= 59.5 \text{ mm} \end{aligned}$$





**Gambar 4.1 Diagram tegangan regangan**

Dimisalkan garis netral  $> d'$  maka perhitungan garis netral di cari dengan menggunakan persamaan :

$$0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + As' \cdot f's = As \cdot fy$$

$$\text{Subtitursi nilai : } fs' = \frac{(c-d')}{c} \times 600$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + As' \cdot \frac{(c-d')}{c} \times 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}}$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) \cdot c + As' \cdot (c-d') \cdot 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$f'c < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0.850 - (f'c - 30) \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c + As' \cdot (c-d) \cdot 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' - As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (600 \cdot As' - As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} - As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}}) \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot 400) \cdot c^2 + (600 \cdot 1133,54 - 1700 \cdot 31 \cdot 390) \cdot c$$

$$600 \cdot 1133,54 \cdot 59,5 = 0$$

$$8670 c^2 - 152436 c - 3.1307303 = 0$$

Dengan rumus ABC

$$= \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 294940.2 \frac{\pm \sqrt{(294940.2)^2 - (4 \times 8670 \times (-3.1307303))}}{2 \times (8670)}$$

$$c_1 = -45.443 \text{ mm}$$

$$c_2 = 79.462 \text{ mm maka diambil } c_2 = 79.462 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0.85 \times 79.462$$

$$= 67.542 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{79.462 - 60}{79.462} (0.003) = 0.000075$$

$$\epsilon_s' = \frac{d - c}{c} \times \epsilon_c = \frac{550.63 - 88.2448}{79.461} (0.003) = 0.01779$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

Karena  $\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s'$  maka tulangan baja tarik lelah, baja tekan belum dihitung tegangan pada tulangan baja tekan

$$f_s' = \epsilon_s' \times E_s$$

$$= 0.000075 \times 200000$$

$$= 150.727 \text{ Mpa} < 390 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$N_{DI} = 0.85 f_c' \cdot a \cdot b$$

$$= 0.85 \cdot 30 \cdot 67.542 \cdot 400$$

$$= 688932,7 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 ND2 &= A_s' \cdot f'_s \\
 &= 1133.540 \times 195.443 \\
 &= 170854.85 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ND &= ND1 + ND2 \\
 &= 688932,7 + 170854.85 \\
 &= 859787,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 NTI &= A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} \\
 &= 706.50 \times 240 \\
 &= 169560 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 NT2 &= A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}} \\
 &= 2833.85 \times 390 \\
 &= 1105201.5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 NT &= NT1 + NT2 \\
 &= 169560 + 773,643 \\
 &= 943203 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z1 &= d - d' \\
 &= 547.385 - (1/2 \cdot 75.008) \\
 &= 509.881 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z2 &= d - d' \\
 &= 547.385 - 59.5 \\
 &= 487.88 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= (ND1 \cdot Z1) + (ND2 \cdot Z2) \\
 &= (611138 \times 509.881) + (2215442.94 \times 487.88) \\
 &= 8322344769.531 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mr &= \phi \times Mn \\
 &= 0.8 \times 2522344761.953 \\
 &= 6657875816 \text{ Nmm} > Mu = 648366000 \text{ Nmm ....(aman)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= 1.25 \times M_n \\
 &= 1.25 \times 252234476.953 \\
 &= 10402930961.913 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

### Perhitungan penulangan tumpuan kanan join 492

$M_{u+} = 898.066 \text{ KN.m}$  ( kombinasi 2 hasil dari staad pro 2008 )

$$898.066 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6 D 19 ( $A_s = 1700.31 \text{ mm}^2$ ),
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 4D 19 ( $A_s = 1133.54 \text{ mm}^2$ ),
- Tulangan plat terpasang disepanjang beff 7 Ø 19 ( $A_s = 705,50 \text{ mm}$ )

#### Kontrol Momen positif

$$\text{Tulangan tarik } A_{s\text{plat}} = 7 \text{ Ø } 10 = 706.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 6 \text{ D19} = 1700.31 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan } A_s' = 4 \text{ D } 19 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan tarik } A_s + A_{s\text{plat}} &= 706.50 + 1700.31 \\
 &= 2406.81 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y_1 &= 20 + 1/2 \cdot 10 \\
 &= 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

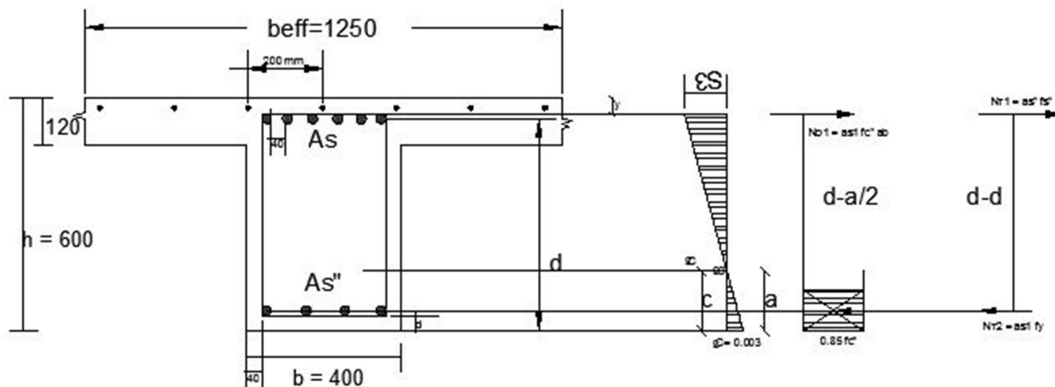
$$\begin{aligned}
 y_2 &= 40 + 10 + 1/2 \cdot 19 \\
 &= 59.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$y = \frac{(706.50 \times 25) + 1700.31 \times 60}{2406.81}$$

$$= 49.373 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 49.373 = 550.627 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= 40 + 10 + 1/2 \cdot 19 \\
 &= 59.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



**Gambar 4.2 Diagram tegangan regangan**

Dimisalkan garis netral  $> d'$  maka perhitungan garis netral di cari dengan menggunakan persamaan :

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f'_s = A_s \cdot f_y$$

$$\text{Subtitursi nilai : } f'_s = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) + A_s' \cdot \frac{(c - d')}{c} \times 600 = A_{s\text{plat}} \cdot f_{y\text{polos}} + A_{s\text{balok}} \cdot f_{y\text{ulir}}$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) \cdot c + A_s' \cdot (c - d') \cdot 600 = A_{s\text{plat}} \cdot f_{y\text{polos}} \cdot c + A_{s\text{balok}} \cdot f_{y\text{ulir}} \cdot c$$

Substitusi nilai  $a = \beta_1 \cdot c$

$$f'_c < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0.850 - f'_c - 30 \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c + A_s' \cdot (c - d') \cdot 600 = A_{s\text{plat}} \cdot f_{y\text{polos}} \cdot c + A_{s\text{balok}} \cdot f_{y\text{ulir}} \cdot c$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = A_{s\text{plat}} \cdot f_{y\text{polos}} \cdot c + A_{s\text{balok}} \cdot f_{y\text{ulir}} \cdot c$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' - A_{s\text{plat}} \cdot f_{y\text{polos}} \cdot c + A_{s\text{balok}} \cdot f_{y\text{ulir}} \cdot c$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (600 \cdot A_s' - A_{s\text{plat}} \cdot f_{y\text{polos}} - A_{s\text{balok}} \cdot f_{y\text{ulir}}) \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = 0$$

$$(0.85 \cdot 30 \cdot 0.85 \cdot 400) \cdot c^2 + (600 \cdot 1133.54 - 1700.31 \cdot 390) \cdot c$$

$$600 \cdot 1133.54 \cdot 59.5 = 0$$

$$8670 c^2 - 152436 c - 41487564 = 0$$

Dengan rumus ABC

$$= \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 294940.2 \frac{\pm \sqrt{(294940.2)^2 - (4 \times 8670 \times (-3.1307303))}}{2 \times (8670)}$$

$$c1 = -54.226 \text{ mm}$$

$$c2 = 88.245 \text{ mm maka diambil } c2 = 88.245 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0.85 \times 88.245$$

$$= 75.008 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \times \varepsilon_c = \frac{79.462 - 60}{79.462} (0.003) = 0.00098$$

$$\varepsilon_s' = \frac{d - c'}{c} \times \varepsilon_c = \frac{550.63 - 88.2448}{79.461} (0.003) = 0.01572$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

Karena  $\varepsilon_s > \varepsilon_y > \varepsilon_s'$  maka tulangan baja tarik leleh, baja tekan belum dihitung tegangan pada tulangan baja tekan

$$f's = \varepsilon_s' \times E_s$$

$$= 0.00075 \times 200000$$

$$= 150.727 \text{ Mpa} < 390 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$ND1 = 0.85 f'_c \cdot a \cdot b$$

$$= 0.85 \cdot 30 \cdot 75.008 \cdot 400$$

$$= 611138 \text{ N}$$

$$ND2 = A_s' \cdot f's$$

$$= 1133.540 \times 195.443$$



$$= 221542.9445 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{ND} &= \text{ND1} + \text{ND2} \\ &= 688932,7 + 170854.85 \\ &= 832680.7 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NTI} &= A_{\text{splat}} \cdot f_{y_{\text{polos}}} \\ &= 706.50 \times 240 \\ &= 169560 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NT2} &= A_{\text{balok}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}} \\ &= 1700.31 \times 390 \\ &= 663120.9 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NT} &= \text{NT1} + \text{NT2} \\ &= 169560 + 663120.9 \\ &= 832680.9 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z1 &= d - d' \\ &= 547.385 - (1/2 \cdot 75.008) \\ &= 513.627 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z2 &= d - d' \\ &= 547.385 - 59.5 \\ &= 491.13 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn} &= (\text{ND1} \cdot Z1) + (\text{ND2} \cdot Z2) \\ &= (611138 \times 513.123) + (2215442.94 \times 491.13) \\ &= 5522344769.53 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mr} &= \phi \times \text{Mn} \\ &= 0.8 \times 5522344769.53 \\ &= 9145814170 \text{ Nmm} > \text{Mu} = 898066000 \text{ Nmm} \dots(\text{aman}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mpr} &= 1.25 \times \text{Mn} \\ &= 1.25 \times 5522344769.53 \end{aligned}$$

$$= 14290334640.690 \text{ Nmm}$$

## B. perhitungan Penulangan Lapangan 332

$$Mu^+ = 672.576 \text{ kNm (kombinasi 1 hasil staad pro 2008)}$$

$$= 672.576 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6 D 19 ( $A_s = 1700.31 \text{ mm}^2$ )
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 4 D 19 ( $A_s = 1133.54 \text{ mm}^2$ ),
- Tulangan plat terpasang disepanjang beff 7 Ø 10 ( $A_s = 706.50 \text{ mm}^2$ ),

Kontrol MR Positif

$$\text{Tulangan Tekan } A_s'_{\text{plat}} = 9 \text{ Ø } 10 = 706.50 \text{ mm}^2$$

$$A_s'_{\text{balok}} = 4 \text{ D } 19 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 706.50 + 1133.54 = 1840.04 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 6 \text{ D } 19 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = 20 + \frac{1}{2} \cdot 10$$

$$= 25 \text{ mm}$$

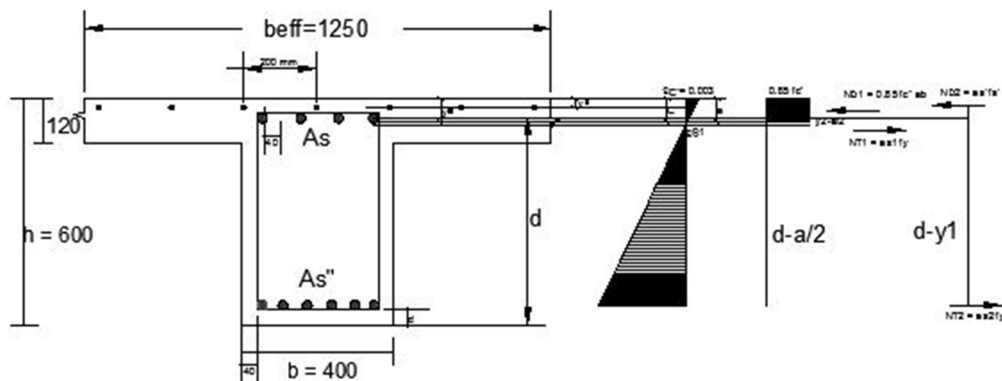
$$y_2 = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{(706.50 \times 25) + 1700.31 \times 59.5}{1840.04}$$

$$= 64.581 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 64.581 = 535.419 \text{ mm}$$



**Gambar 4.3 Diagram tegangan regangan**

Misalkan garis netral  $> d'$  maka perhitungan garis netral dicari dengan menggu  
 $0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot beff + As' \cdot f'_s = As \cdot fy$

$$\text{Subtitursi nilai : } fs' = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

$$(0,85 \cdot fc \cdot a \cdot beff) \cdot c + As' (c - d') 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$f'_c < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0.850 - (fc - 30) \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.81$$

$$(0,85 \cdot fc \cdot \beta_1 \cdot c \cdot beff) \cdot c + As' (c - d) 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85 \cdot fc \cdot \beta_1 \cdot c \cdot beff) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' - As \cdot fy \cdot c = 0$$

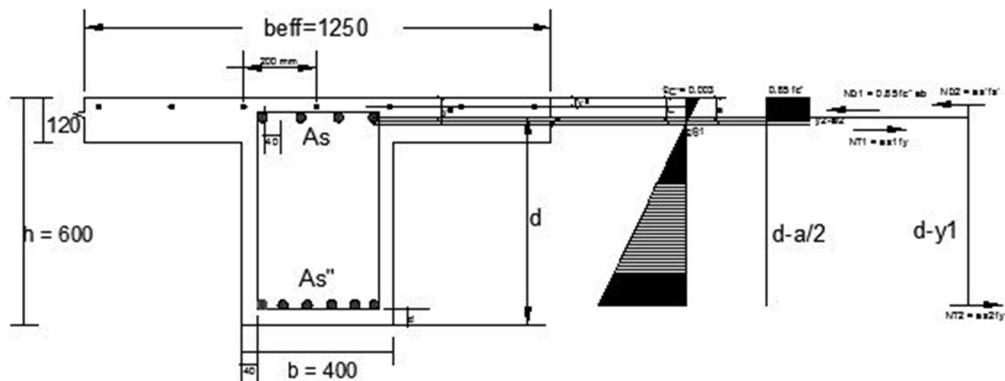
$$(0,85 \cdot fc \cdot \beta_1 \cdot c \cdot beff) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' - As \cdot fy \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot fc \cdot \beta_1 \cdot c \cdot beff) \cdot c^2 + (600 \cdot As' \cdot As \cdot fy) \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 35 \cdot 0,81 \cdot 1000) \cdot c^2 + (600 \cdot 1840,04 - 1700,31 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot 1840,04 \cdot 64,581$$

$$24098 c^2 - 440903,1 c - 71298974 = 0$$

$$C = 53.780 \text{ mm}$$



**Gambar 4. Diagram tegangan regangan**

$$\varepsilon_{s1}' = \frac{c - y_1}{c} \varepsilon_c = \frac{53.780 - 25}{53.780} (0.003) = 0.00161$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{y_2 - c}{c} \varepsilon_c = \frac{59.500 - 53.78}{53.780} (0.003) = 0.00032$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{d - c}{c} \varepsilon_c = \frac{535.42 - 53.78}{53.780} (0.003) = 0.02482$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$$s_2 > \varepsilon_y \quad \text{maka } f_s = f_y$$

Karena  $c < d'$ , tulangan tekan sebagian mengalami gaya tarik maka dihitung nilai  $c$  menurut persamaan :

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot B_{eff} + A_{S_{plat}} \cdot f_s' = A_{s1} \cdot f_s + A_{s2} \cdot f_y$$

Substitusi nilai :  $f_s' = \frac{c-y_1}{c} \times 600$  dan  $f_s = f_y$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b_{eff}) + A_{S_{plat}} \frac{(c-y_1)}{c} \times 600 = A_{s1} \cdot f_s + A_{s2} \cdot f_y$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b_{eff}) + A_{S_{plat}} \cdot A_s' \cdot (c-d') \cdot 600 = A_{s1} \cdot f_y \cdot c + A_{s2} \cdot f_y \cdot c$$

Substitusi nilai :  $a = \beta_1 \cdot c$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b_{eff}) \cdot c + A_{S_{plat}} \cdot (c-y_1) \cdot 600 = A_{s1} \cdot f_y \cdot c + A_{s2} \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b_{eff}) \cdot c^2 + 600 \cdot A_{S_{plat}} \cdot c - 600 \cdot A_{S_{plat}} \cdot y_1 = A_{s1} \cdot f_y \cdot c + A_{s2} \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b_{eff}) \cdot c^2 + (600 \cdot A_{S_{plat}} - A_{s1} \cdot f_y - A_{s2} \cdot f_y) \cdot c - 600 \cdot A_{S_{plat}} \cdot y_1 = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b_{eff}) \cdot c^2 + (600 \cdot 706,50 - 1133,54 \cdot 390 - 1700,31 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot 706,50 \cdot 64,581 = 0$$

$$24097,5 c^2 - 570781,35 - 18250591$$

$$c = 42,952 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0,8 \times 42,952$$

$$= 34,791$$

$$\epsilon_{s'} = \frac{c-y_1}{c} \epsilon_c = \frac{42,952-25}{42,952} (0,003) = 0,00125$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{y_2-c}{c} \epsilon_c = \frac{59,500-42,95}{42,952} (0,003) = 0,00116$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{d-c}{c} \epsilon_c = \frac{535,42-42,95}{42,952} (0,003) = 0,03184$$

$$f_s' = \epsilon_{s'} \cdot E_s$$

$$= 0,0012539 \times 200000$$

$$= 250,773 \text{ Mpa}$$

$$f_s = f_y$$

$$= 390$$

$$ND1 = 0,85 f_c \cdot a \cdot b_{eff}$$

$$\begin{aligned}
&= 0.85 \cdot 35 \cdot 34.79 \cdot 1250 \\
&= 928030.407 \text{ N} \\
\text{ND2} &= A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_s \\
&= 706.50 \cdot 250.773 \\
&= 177171.0933 \text{ N} \\
\text{NT1} &= A_s \cdot f_s \\
&= 2833.85 \cdot 390 \\
&= 1105201.5 \text{ N} \\
\text{NT2} &= A_s' \cdot f_y \\
&= 1133.54 \cdot 390 \\
&= 442080.6 \text{ N} \\
\text{ND1} + \text{ND2} &= \text{NT1} + \text{NT2} \\
928030.407 + 177171.093 &= 663120.9 + 442080.6 \\
1105201.5 &= 1105201.5 \\
Z1 &= d - (1/2 \cdot a) \\
&= 498.76 - (1/2 \cdot 34.79) \\
&= 481.3693 \text{ mm} \\
ZD2 &= d - y_1 \\
&= 498.76 - 25 \\
&= 473.765 \\
ZT1 &= y_2 - c \\
&= 59.500 - 498.765 \\
&= -439.265 \\
ZT2 &= d - c \\
&= 498.765 - 42.952 \\
&= 455.813 \\
M_n &= (\text{ND1} \cdot ZD1) + (\text{ND2} \cdot ZD2) + (\text{NT1} \cdot ZT1) + (\text{NT2} \cdot ZT2)
\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
&= (928030.41 \cdot 481.369) + (177171.09 \cdot 473.8) + \\
&\quad (1105201.50 \cdot -439.265) + (442080.6 \cdot 455.813) \\
&= 911214772.255 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_r &= \phi \cdot M_n \\
&= 0.8 \cdot 911214772.255 \\
&= 728971818 \text{ Nmm} > M_u = 672576000 \text{ Nmm} \quad \dots (\text{aman})
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{pr} &= 1.25 \cdot M_n \\
&= 1.25 \cdot 193226771.255 \\
&= 1139018465.690 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

### C. Perhitungan Penulangan Tumpuan Kiri Joint 771

$$\begin{aligned}
M_u^- &= 681.08 \text{ kNm} \quad (\text{kombinasi 1 hasil staad pro 2008}) \\
&= 681.08 \cdot 10^6 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

Dicoba pemasangan tulangan sebagai berikut :

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6 D 19 ( $A_s = 1700.31 \text{ mm}^2$ )
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 4D 19 ( $A_s = 1133.54 \text{ mm}^2$ )
- Tulangan plat terpasang disepanjang beff 7Ø 10 ( $A_{s_{\text{plat}}} = 706.50 \text{ mm}^2$ )

#### Kontrol Momen Negatif

$$\begin{aligned}
\text{Tulangan Momen Negatif} &= 7 \text{ Ø } 10 = 706.50 \text{ mm}^2 \\
\text{Tulangan tarik } A_s &= 6 \text{ D } 19 = 1700.31 \text{ mm}^2 \\
\text{Tulangan tarik } A_s' &= 4 \text{ D } 19 = 1133.54 \text{ mm}^2 \\
\text{Tulangan tarik } A_s + A_{s_{\text{plat}}} &= 706.50 + 1700.31 = 2406.81 \text{ mm}^2 \\
y_1 &= 20 + \frac{1}{2} \cdot 10 \\
&= 25 \text{ mm} \\
y_2 &= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 \\
&= 59.5 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$y = \frac{(706.50 \times 25) + 1700.31 \times 60}{2406.81}$$

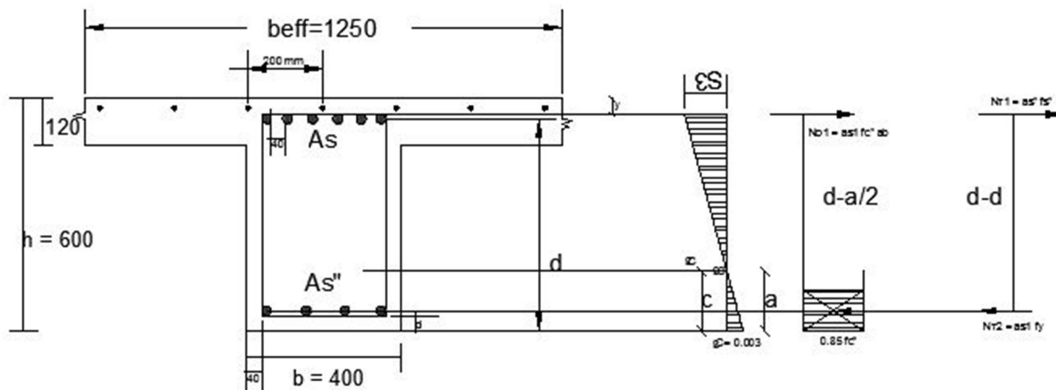
$$= 49.373 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 49.373 = 550.627 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 9 = 59.5 \text{ mm}$$



**Gambar 4.4 Diagram tegangan regangan**

Dimisalkan garis netral  $> d'$  maka perhitungan garis negral dicari dengan menggunakan persamaan :

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + As' \cdot fs' = As \cdot fy$$

$$\text{Substitusi nilai : } fs' = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + As' \cdot \frac{(c - d')}{c} \times 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}}$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) \cdot c + As' \cdot (c - d') \cdot 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai : } a = \beta_1 \cdot c$$

$$f'c < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = (0.850 - f'c - 30) \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c + A_s' \cdot (c - d') \cdot 600 = A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} \cdot c + A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} \cdot c + A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} \cdot c + A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (600 \cdot A_s' - A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} - A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}}) \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot 400) \cdot c^2 + (600 \cdot 1133,54 - 706,50 \cdot 240 - 1700,31 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot 1133,54 \cdot 59,5 = 0$$

$$8670 c^2 - 152436 c - 41487564 = 0$$

Dengan rumus ABC

$$= \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 152436 \pm \frac{\sqrt{(152436 \cdot 0,02)^2 - (4 \cdot 8670 \cdot (-41487564))}}{2 \cdot (8670)}$$

$$c_1 = -60.940 \text{ mm}$$

$$c_2 = 78.522 \text{ mm} \text{ maka diambil } c_2 = 78.522 \text{ mm}$$

$$a = \beta \cdot c$$

$$= 0.85 \cdot 78.522$$

$$= 66.744$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{78.522 - 60}{78.522} (0.003) = 0.00073$$

$$\epsilon_s = \frac{c - d}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{550.63 - 88.2448}{88.245} (0.003) = 0.01804$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

Karena  $\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s'$  maka tulangan baja tarik leleh, baja tekan belum dihitung tegangan pada tulangan baja tekan.

$$\begin{aligned}
 f'_s &= \varepsilon_s' \times E_s \\
 &= 0.00073 \times 200000 \\
 &= 145.353 \text{ Mpa} < 59.5 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}
 ND1 &= 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \\
 &= 0.85 \cdot 40 \cdot 66.744 \cdot c \\
 &= 2269.2974 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ND2 &= A_s' \cdot f'_s \\
 &= 1133.540 \times 145.353 \\
 &= 164763.07 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ND &= ND1 + ND2 \\
 &= 2269.2974 + 164763.07 \\
 &= 167032.4 \text{ n}
 \end{aligned}$$

$$ND = NT = 167032.4 \text{ n}$$

$$\begin{aligned}
 NT1 &= A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} \\
 &= 706.50 \times 240 \\
 &= 169560 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 NT2 &= A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}} \\
 &= 1700.31 \times 390 \\
 &= 663120.9 \text{ N}
 \end{aligned}$$

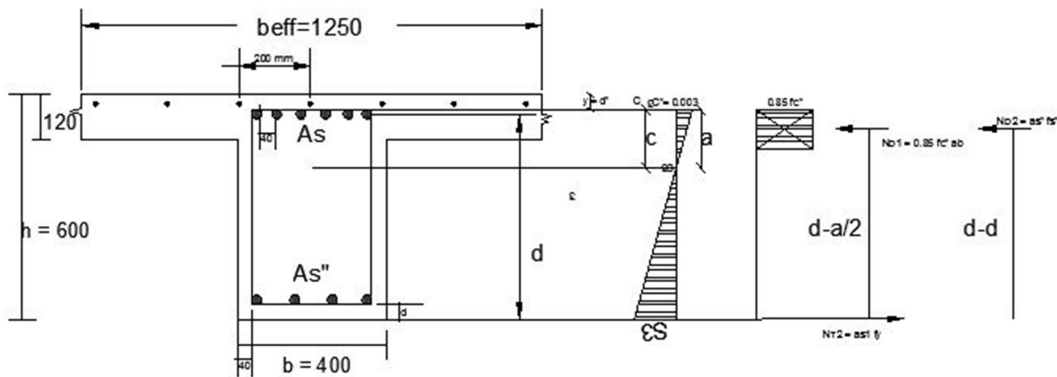
$$\begin{aligned}
 NT &= NT1 + NT2 \\
 &= 169560 + 663120.9 \\
 &= 832680.9 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z1 &= d - (1/2 \cdot a) \\
 &= 550.627 - (1/2 \cdot 66.744) \\
 &= 517,255 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Z2 &= d - d' \\
&= 550.627 - 59.5 \\
&= 491.13 \text{ mm} \\
Mn &= (ND1 \cdot Z1) + (ND2 \cdot Z2) \\
&= (2269 \times 517.255) + (164763.07 \times 491.13) \\
&= 82093431.132 \text{ Nmm} \\
Mr &= \phi \times Mn \\
&= 0.8 \times 82093431.132 \\
&= 75674744.91 \text{ Nmm} > Mu = 68108000 \text{ Nmm} \quad \dots (\text{aman}) \\
Mpr &= 1.25 \times Mn \\
&= 1.25 \times 82093431.132 \\
&= 102616788.914 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

### **Kontrol MR Positif**

$$\begin{aligned}
\text{Tulangan tarik Asplat}' &= 9 \phi \quad 10 = 706.50 \text{ mm}^2 \\
\text{Tulangan tarik As}' &= 6 D \quad 19 = 1700.31 \text{ mm}^2 \\
\text{Tulangan As} &= 4 D \quad 19 = 1133.54 \text{ mm}^2 \\
\text{Tulangan tarik As}' + \text{As}_{\text{plat}} &= 706.50 + 1700.31 \\
&= 2406.81 \text{ mm}^2 \\
y_1 &= 20 + 1/2 \cdot 10 \\
&= 25 \text{ mm} \\
y_2 &= 40 + 10 + 1/2 \cdot 19 \\
&= 59.5 \text{ mm} \\
y = d' &= \frac{(706.50 \times 25) + (1700.31 \times 60)}{2406.81} \\
&= 49.373 \text{ mm} \\
d &= 600 - 49.373 = 550.627 \text{ mm}
\end{aligned}$$



Dimisalkan garis netral  $> y_2$  maka perhitungan garis netral di cari dengan menggunakan persamaan :

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s = A_s \cdot f_{y_{ulir}}$$

$$\text{Subtitursi nilai : } f_s' = \frac{(c-d')}{c} \times 600$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) + A_s' = \frac{(c-d')}{c} \times 600 = A_s \cdot f_{y_{ulir}}$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) \cdot c + A_s' (c-d') 600 = A_s \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$f'_c < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0.850 - (f'_c - 30) \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c + 600 \cdot A_s' \cdot c - A_s' \cdot d' = A_s \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_{eff}) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = A_s \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' - A_s \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c = 0$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_{y_{ulir}}) \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = 0$$

$$(0.85 \cdot 30 \cdot 0.85 \cdot 400) \cdot c^2 + (600 \cdot 2406.81 - 1133.54 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot 2406.81 \cdot 49.373$$

$$45321 c^2 - 1002005.4 c - 71298858.08 = 0$$

Dengan rumus ABC



$$= \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 1426941.6 \frac{\pm \sqrt{(1426941.6)^2 - (4 \times 45321 \times (-71298858.1))}}{2 \times (45321)}$$

$$c1 = -26.931 \text{ mm}$$

$$c2 = 58.416 \text{ mm} \quad \text{maka diambil } c2 = 60.678 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0.85 \times 58.416$$

$$= 49.654$$

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{60.678-60.68}{60.678} (0.003) = 0.000559$$

$$\epsilon_s = \frac{c-d}{c} \times \epsilon_c = \frac{550.627-60.68}{60.678} (0.003) = 0.02422$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s'$  maka tulangan baja tarik leleh, baja tekan belum dihitung tegangan pada tulangan baja tekan

$$f'_s = \epsilon_s' \cdot E_s$$

$$= 0.000559 \times 200000$$

$$= 111.789 \text{ Mpa}$$

$$ND1 = 0.85 f'_c \cdot a \cdot b$$

$$= 0.85 \cdot 30 \cdot 49.654 \cdot 400$$

$$= 441555.94 \text{ N}$$

$$ND2 = A_{s_{plat}} \cdot f_s'$$

$$= 706.500 \times 111.789$$

$$= 78978.7887 \text{ N}$$

$$ND3 = A_s' \cdot f_s$$

$$= 1700.310 \times 111.789$$

$$\begin{aligned}
&= 190075.618 \text{ N} \\
NT &= A_s \cdot f_{y_{ulir}} \\
&= 1133.54 \times 390 \\
&= 442080.6 \text{ N} \\
ND1 + ND2 + ND3 &= NT \\
441555.94 + 78978.79 + 190075.62 &= 442080.6 \\
710610.35 &= 442080.60 \\
Z1 &= d - (1/2 \cdot a) \\
&= 550.627 - 49.373 \\
&= 525.800 \text{ mm} \\
Z2 &= d - d' \\
&= 550.627 - 49.373 \\
&= 501.25 \text{ mm} \\
M_n &= (ND1 \cdot Z1) + (ND2 \cdot Z2) \\
&= (441556 \times 525.800) + (78978.79 \times 501.25) \\
&= 234752726.531 \text{ Nmm} \\
M_r &= \phi \times M_n \\
&= 0.8 \times 234752726.531 \\
&= 187802181.2 \text{ Nmm} > M_u = 13262000 \text{ Nmm} \dots (\text{aman}) \\
M_{pr} &= 1.25 \times M_n \\
&= 1.25 \times 234752726.531 \\
&= 293440908.163 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

#### 4.1.2 Perhitungan Penulangan Geser Balok

##### 4.1.2.1 Penulangan Geser Balok Memanjang (batang 401) bentang

$$L = 5600 \text{ mm}$$

Diketahui

$$h \text{ (tinggi balok)} = 600 \text{ mm} \quad \phi \text{ (faktor reduksi)} = 0.55$$

$b_w = 400 \text{ mm}$        $f_y \text{ tulangan utama} = 390 \text{ Mpa}$   
 $d \text{ (tinggi efektif balok)} = 540.5 \text{ mm}$        $f_y \text{ tulangan sengkang} = 240 \text{ Mpa}$   
 $h_f \text{ (tebak flens)} = 120 \text{ mm}$        $f'_c \text{ (kuat tekan beton)} = 30 \text{ Mpa}$   
 $\phi \text{ (faktor reduksi)} = 0.55$   
 $\text{Bentang bersih (Ln)} = 4600 \text{ mm}$   
 $\text{Diameter tulangan utama} = D \ 19 \text{ mm}$   
 $\text{Diameter tulangan sengkang} = \varnothing \ 10 \text{ mm}$

$M_n \text{ tumpuan kiri (} M_n - \text{) join } \mathbf{184} = 8322344769.531 \text{ Nmm}$   
 $M_n \text{ tumpuan kanan (} M_n - \text{) join } \mathbf{332} = 911214772.552 \text{ Nmm}$   
 $M_n \text{ tumpuan kanan (} M_n + \text{) join } \mathbf{771} = 82093431.132 \text{ Nmm}$

Pada perhitungan tulangan geser untuk struktur tahan gempa ada dua macam, yaitu tulangan geser yang berada di dalam sendi plastis dan tulangan geser yang berada di luar sendi plastis. Daerah yang memiliki kemungkinan terjadinya sendi plastis adalah daerah  $2h$  dari ujung balok yang ditinjau.

$$W_u = 1.2 D + L$$

Nilai  $W_u$  diambil dari hasil analisa Staad Pro pada kombinasi beban ke-1 yaitu :  $1,2D + 1,0L$  dengan nilai  $V_u$  terbesar =  $239.89 \text{ KN} = 2354.32 \text{ KN}$

Dengan nilai  $V_u$  diatas maka dapat diketahui nilai  $W_u$  seperti di bawah ini :

Reaksi terhadap beban gravitasi ( $V_u$ ) =  $2354.32 \text{ KN}$

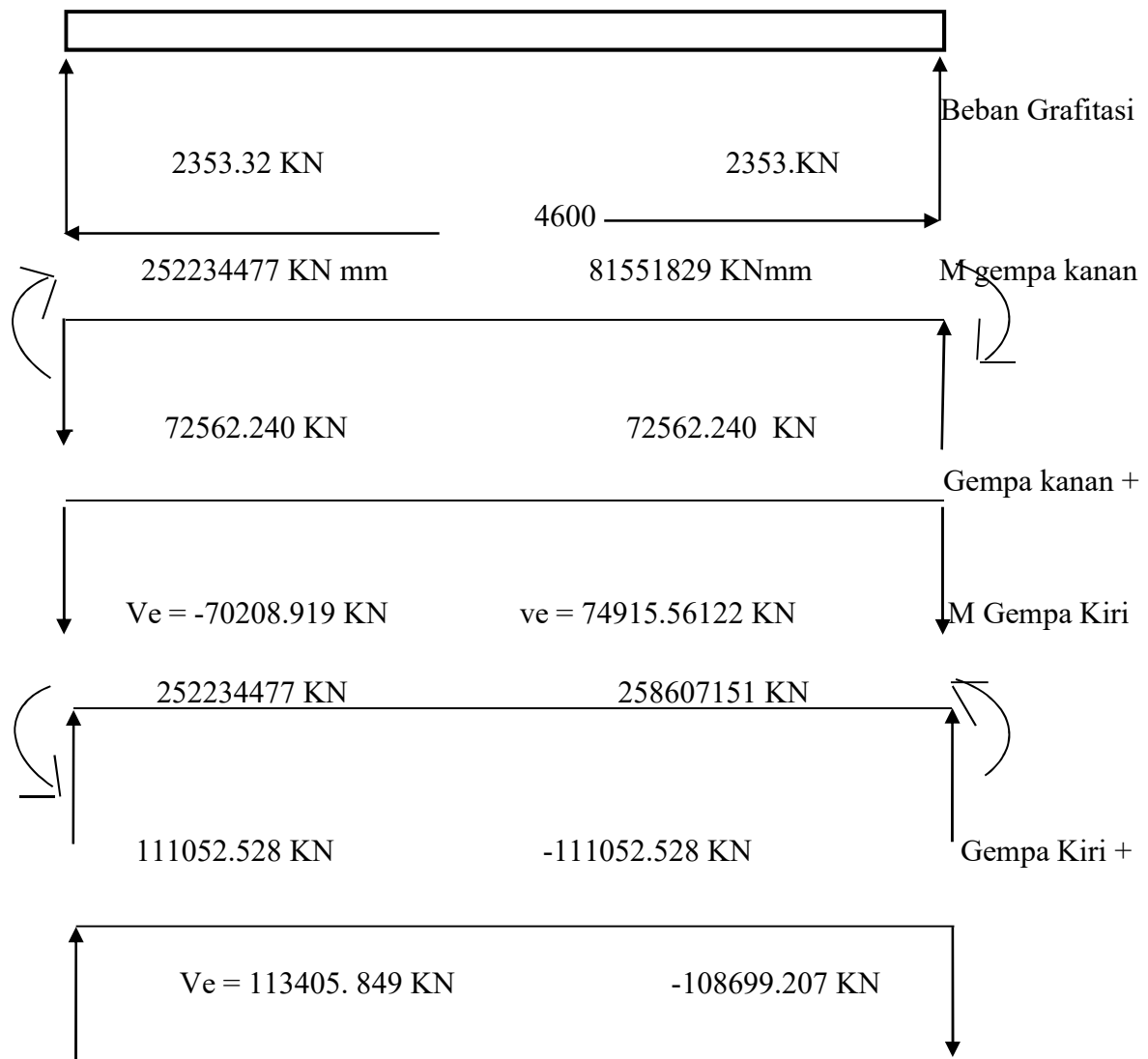
$$1,2D + L = 10,956 \text{ N/mm}$$

$$2354.32 = \frac{1}{2} \times W_u \times L$$

$$2354.32 = \frac{1}{2} \times W_u \times 4600$$

$$\frac{1}{2} \times W_u = 30676.900 / 4600$$

$$W_u = 1.023 \text{ KN/mm}$$



**Gambar 4.6 perhitungan tulangan geser**

- Balok 205 join 876 & 878 (40/60)

$b_w = 400$  mm       $f_c' = 30$  Mpa  
 $h = 600$  mm       $f_y = 240$  Mpa (Tul. Geser)  
 $d = 540.5$  mm

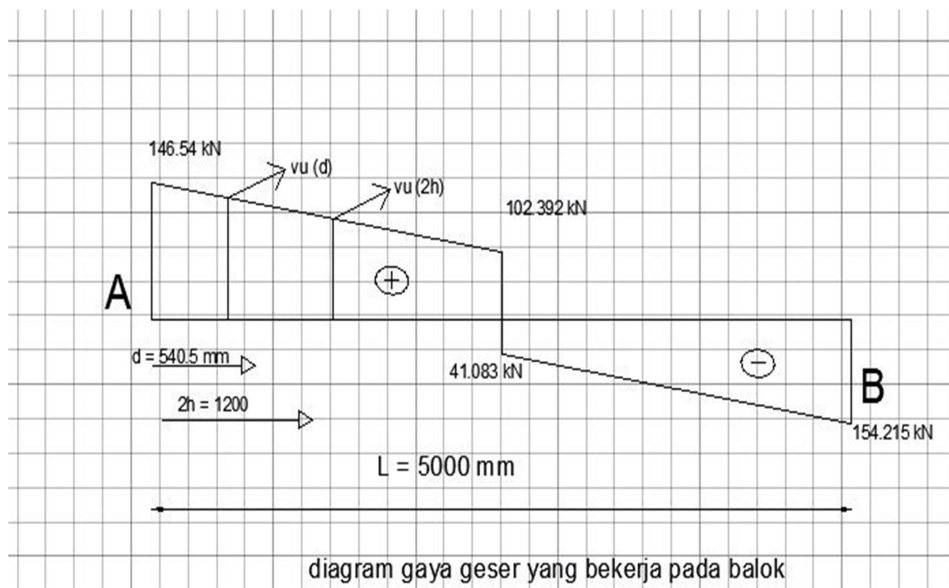
$$L = 5000 \text{ mm}$$

$$Vu1 = 14653 \text{ kg} = 146.53 \text{ kN (kombinasi 1 hasil staad pro 2008)}$$

$$Vu2 = 10239.2 \text{ kg} = 102.392 \text{ kN (kombinasi 1 hasil staad pro 2008)}$$

$$Vu3 = 4108.3 \text{ kg} = 41.083 \text{ kN (kombinasi 1 hasil staad pro 2008)}$$

$$Vu4 = 15421.5 \text{ kg} = 154.215 \text{ kN (kombinasi 1 hasil staad pro 2008)}$$



**Gambar 4.7 diagram gaya geser yang bekerja pada balok**

- Tulangan geser pada daerah sendi plastis (join 184)

$$\frac{146.53 - Vu(d)}{540.5} = \frac{146.53 - 102.392}{5000}$$

$$146.53 - Vu(d) = \frac{146.53 - 102.392}{5000} \times 540.5$$

$$Vu(d) = 146.53 - 3.97518 = 142.55 \text{ kN}$$

$V_c = 0$  apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847 2013 pasal 21.5.4.2 berikut

- Beban aksial tekan  $\leq A_g \cdot f'_c / 10$

$$11.30 \text{ kN} \leq \{[400 \times 600] \times 4600 / 20\} 10^{-3}$$

$$11.30 \text{ kN} \leq 6900 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$V_c = 0$$

$V_u > \phi V_c$ , maka harus dipasang tulangan geser (SNI-2847 2013 pasal 21.5.3.2)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u(d)}{\phi} - v_c \\ &= \frac{142.55}{0.55} - 0 = 259.1856 \text{ kN} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan sengkang  $\phi 10$  (2 kaki)

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{(2 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{259.186} \\ &= 78.576 \text{ mm} \end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa SNI-2847 2013 pasal 21.5.3.2

$S_{maks}$  sepanjang sendi plastis di ujung balok  $2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$ , spasi maksimum tidak boleh melebihi

- $\frac{d}{4} = \frac{540.5}{4} = 135.125 \text{ mm}$
- $8 \times \text{diameter tulangan} = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$
- $24 \times \text{diameter sengkang} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$
- $300 \text{ mm}$

Jadi dipakai sengkang  $\phi 10 - 100 \text{ mm}$

$$V_s \text{ terpasang} = V_c + V_s \text{ terpasang}$$



$$\begin{aligned}
&= 0 + 324.660 \\
&= 324.660 \text{ kN} \\
\phi V_n &= 0.55 V_n \\
&= 0.55 \times 324.660 \\
&= 178.56 \text{ kN} > V_u(d) = 142.55 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{aman})
\end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 2013 pasal 11.4.5.3

$$V_s \text{ maks} \leq (2/3) \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

$$V_s \text{ maks} \leq (2/3) \sqrt{30 \times 400 \times 540.5 \times 10^{-3}}$$

$$324.660 \text{ kN} < 789.451 \text{ kN}$$

• **Tulangan Geser pada daerah luar sendi plastis (Joint 3455)**

$$\frac{146.53 - V_u(2h)}{1200} = \frac{146.53 - 102.392}{3000}$$

$$146.53 - V_u(2h) = \frac{146.53 - 102.392}{3000} \times 1200$$

$$V_u(2h) = 146.53 - 17.6544 = 128.87 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f_c \cdot b_w \cdot d} \\
&= 1/6 \cdot \sqrt{30 \times 400 \times 540.5} \\
&= 197363 \text{ N} = 197.363 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi V_c &= 0.55 \times 197.363 \\
&= 108.549 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$V_u > \phi V_c$ , maka harus dipasang tualngan geser (SNI-2847 2013 pasal 11.4.5.3

$$\begin{aligned}
V_s &= \frac{V_u(2h)}{\phi} - V_c \\
&= \frac{128.87}{0.55} - 197.363 = 36.953 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan sengkang  $\phi 10$  (2 kaki)

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$= \frac{(2.1/4 \cdot \pi 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{36.953} = 551.133 \text{ mm}$$

Syarat spasi jarak sengkang maksimum pada daerah luar sendi plastis menurut SNI-2847-2013 pasal 21.5.3.2

$$= \frac{d}{2} = \frac{540.5}{2} = 270.25 \text{ mm}$$

Jadi dipakai sengkang  $\varnothing$  10 – 250 mm

$$V_s \text{ terpasang} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$= \frac{(2.1/4 \cdot \pi 10^2) \times 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{250}$$

$$= 81.464 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s \text{ terpasang}$$

$$= 197.363 + 81.464$$

$$= 278.827 \text{ kN}$$

$$\varnothing V_n = 0.55 V_n$$

$$= 0.55 \times 278.827$$

$$= 153.355 \text{ kN} > V_u(d) = 128.87 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{aman})$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 2013 pasal 11.4.5.3

$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{30 \times 400 \times 540.5 \times 10^{-3}}$$

$$278.827 \text{ kN} < 789.451 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{aman})$$

• **Tulangan Geser pada daerah sendi plastis (join 3455)**

$$V_u(d) = 126.38 \left( \frac{(5000 - 2500) - 540.5}{(5000 - 2500)} \right)$$

$$= 120.87 \text{ kN}$$

$V_c = 0$  apabila memenuhi ketentuan pada SNI-2847 2013 pasal 21.5.4.2 berikut

- Beban aksial tekan  $\leq A_g \cdot f'_c / 10$

$$11.300 \text{ kN} \leq \{[400 \times 600] \times 4600 / 20\} 10^{-3}$$

$$11.300 \text{ kN} \leq 6900 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$V_c = 0$$

$V_u > \emptyset V_c$ , maka harus dipasang tulangan geser (SNI-2847 2013 pasal 11.4.5.3)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u(d)}{\Phi} - V_c \\ &= \frac{120.87}{0.55} - 0 = 219.7704 \text{ kN} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan sengkang  $\emptyset 10$  (2 kaki)

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{(2 \cdot 1/4 \cdot \pi 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{219.770} \\ &= 92.669 \text{ mm} \end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa SNI-2847 2013 pasal 21.5.3.4

$S_{maks}$  sepanjang sendi plastis di ujung balok  $2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$ ,

spasi maksimum tidak boleh melebihi

- $\frac{d}{4} = \frac{540.5}{4} = 135.125 \text{ mm}$
- $8 \times \text{diameter tulangan} = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$
- $24 \times \text{diameter sengkang} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$
- $300 \text{ mm}$

Jadi dipakai sengkang  $\emptyset 10 - 100 \text{ mm}$

$$V_s \text{ terpasang} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$= \frac{(2^{1/4} \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{100}$$

$$= 203.660 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s \text{ terpasang}$$

$$= 0 + 203.660$$

$$= 203.660 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.55 V_n$$

$$= 0.55 \times 203.660$$

$$= 112.013 \text{ kN} > V_u(d) = 103.61 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{aman})$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 pasal 11.4.5.3

$$V_s \text{ maks} \leq (2/3) \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

$$V_s \text{ maks} \leq (2/3) \sqrt{30 \times 400 \times 540.5 \times 10^{-3}}$$

$$203.660 \text{ kN} < 789.451 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{aman})$$

• **Tulangan Geser pada daerah luar sendi plastis (Joint 4674)**

$$\frac{154.22 - V_u(2h)}{1200} = \frac{154.22 - 41.083}{3000}$$

$$154.22 - V_u(2h) = \frac{154.22 - 41.083}{3000} \times 1200$$

$$V_u(2h) = 154.22 - 45.2528 = 108.96 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

$$= 1/6 \cdot \sqrt{30 \times 400 \times 540.5}$$

$$= 197363 \text{ N} = 197.363 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.55 \times 197.363$$

$$= 108.549 \text{ kN}$$

$V_u > \phi V_c$ , maka harus dipasang tulangan geser (SNI-2847 2013 pasal 11.4.5.3)

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u(2h)}{\Phi} - V_c \\
 &= \frac{100.03}{0.55} - 197.363 = 0.750 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan sengkang  $\emptyset 10$  (2 kaki)

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
 &= \frac{(2.1/4 \cdot \pi 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{15.496} \\
 &= 2715.72 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Syarat spasi jarak sengkang maksimum pada daerah luar sendi plastis menurut SNI-2847-2013 pasal 21.5.3.4

$$= \frac{d}{2} = \frac{540.5}{2} = 270.25 \text{ mm}$$

Jadi dipakai sengkang  $\emptyset 10 - 250 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ terpasang} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{(2.1/4 \cdot \pi 10^2) \times 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{250} \\
 &= 212.660 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_c + V_s \text{ terpasang} \\
 &= 197.363 + 212.600 \\
 &= 410.023 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \emptyset V_n &= 0.55 V_n \\
 &= 0.55 \times 410.023 \\
 &= 225.512 \text{ kN} > V_u(d) = 108.962 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{aman})
 \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 2013 pasal 11.4.5.3

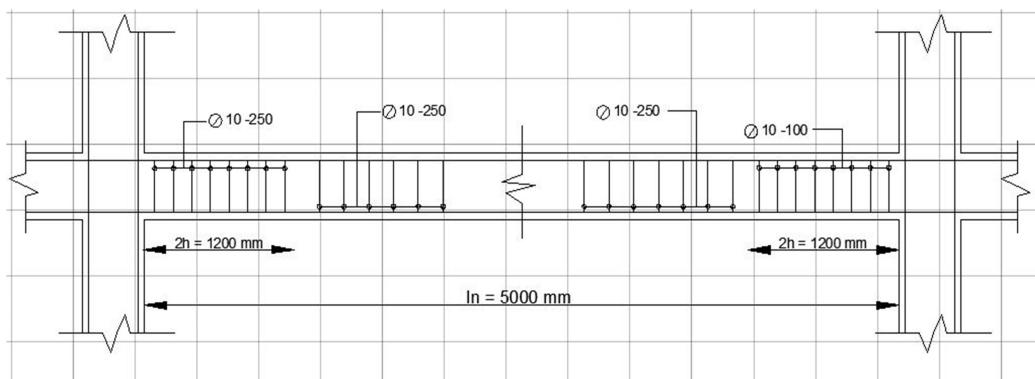
$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{30 \times 400 \times 540.5 \times 10^{-3}}$$

$$410.023 \text{ kN} < 789.451 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{aman})$$

Dari hasil perhitungan dan ketentuan-ketentuan di atas maka dipasang tulangan sengkang sebagai berikut :

- Joint 11463
  - daerah sendi plastis =  $\varnothing 10 - 100$
  - daerah luar sendi plastis =  $\varnothing 10 - 250$
- Joint 11936
  - daerah sendi plastis =  $\varnothing 10 - 100$
  - daerah luar sendi plastis =  $\varnothing 10 - 250$



**Gambar 4.8 Penulangan geser (sengkang) pada balok**

## 4.2 Perhitungan Penulangan Kolom

### 4.2.1 Perhitungan penulangan lentur kolom

Penulangan kolom yang dihitung adalah pada kolom yang berada pada struktur portal melintang line tengah (2) kolom no. 126

Diketahui :

$$D = 700 \text{ mm}$$

Tulangan spiral  $\varnothing 12$

Tulangan utama dipakai D 25

Tebal selimut beton 40 mm

$$\begin{aligned} \text{Tinggi kolom} &= h \text{ kolom} - h \text{ balok} \\ &= 4500 - 600 \\ &= 3900 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

- cek faktor kelangsingan kolom 277

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \sqrt{30} = 25743 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

#### ➤ Kekakuan Kolom Arah Z

- Untuk EI K<sub>126</sub> ( kolom 126 ) : L = 6 m = 6000 mm

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{\pi \cdot D^4}{64} = \frac{3.14 \times 700^4}{64} \\ &= 11779906250 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\beta_d = \frac{\text{Momen beban mati rencana}}{\text{Momen total rencana}} \leq 1$$

$$\beta_d = \frac{0.485}{1.054} = 0.460$$

$$\begin{aligned} EI K_{126} &= \frac{0.7 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d} \\ &= \frac{0.7 \times 25743 \times 11779906250}{1 + 0.460} \\ &= 1.453785559 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$



- Untuk EI K<sub>277</sub> (kolom 277) : L = 6 m = 6000 mm

$$I_g = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = \frac{3.14 \times 700^4}{64}$$

$$= 11779906250 \text{ mm}^4$$

$$\beta_d = \frac{\text{Momen beban mati rencana}}{\text{Momen total rencana}} \leq 1$$

$$\beta_d = \frac{0.246}{3.733} = 0.066$$

$$EI_{K_{277}} = \frac{0.7 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0.7 \times 25743 \times 11779906250}{1 + 0.066}$$

$$= 1.99150963E + 14 \text{ Nmm}^2$$

- Untuk EI K<sub>128</sub> (kolom 128) : L = 4.5 m = 4500 mm

$$I_g = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = \frac{3.14 \times 700^4}{64}$$

$$= 11779906250 \text{ mm}^4$$

$$\beta_d = \frac{\text{Momen beban mati rencana}}{\text{Momen total rencana}} \leq 1$$

$$\beta_d = \frac{0.546}{4.953} = 0.110$$

$$EI_{K_{128}} = \frac{0.7 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0.7 \times 25743 \times 11779906250}{1 + 0.110}$$

$$= 1.911978339E + 14 \text{ Nmm}^2$$

➤ **Kekakuan Balok**

- Untuk EI B<sub>235</sub> (balok 235) ; L = 4 m = 4000 mm

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3 \\ &= 7200000000 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$\beta_d = \frac{24.454}{42.517} = 0.575$$

$$\begin{aligned} EI K_{235} &= \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d} \\ &= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.575} \\ &= 4.118460029 \text{E} + 13 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

- Untuk EI K<sub>256</sub> (kolom 256); L = 4 m = 4.000 mm

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3 \\ &= 7200000000 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$\beta_d = \frac{23.129}{38.844} = 0.595$$

$$\begin{aligned} EI K_{256} &= \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d} \\ &= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.595} \\ &= 4.066122434 \text{E} + 13 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

- Untuk EI K<sub>6060</sub> (balok 6060); L = 5 m = 5000 mm

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3 \\ &= 7200000000 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$\beta_d = \frac{97.103}{146.836} = 0.661$$

$$\begin{aligned}
EI K_{6060} &= \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta d} \\
&= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.661} \\
&= 3.904903737E + 13 \text{ Nmm}^2
\end{aligned}$$

- Untuk  $EI K_{980}$  (balok 980);  $L = 5 \text{ m} = 5000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
I_g &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3 \\
&= 7200000000 \text{ Nmm}^2
\end{aligned}$$

$$\beta d = \frac{20.903}{35.396} = 0.591$$

$$\begin{aligned}
EI K_{980} &= \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta d} \\
&= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.591} \\
&= 4.078613305E + 13 \text{ Nmm}^2
\end{aligned}$$

Dicari kekakuan relatif ( $\Psi$ ) kolom 121 yang terdiri dari  $\Psi$  atas dan  $\Psi$  bawah

$$\begin{aligned}
\Psi_{\text{atas}} &= \frac{\left( \frac{EI K_{126}}{Lk_{126}} \right) + \left( \frac{EI K_{277}}{Lk_{277}} \right)}{\left( \frac{EIB_{235}}{Lb_{235}} \right) + \left( \frac{EI B_{236}}{Lb_{236}} \right)} \\
&= \frac{\left( \frac{1.991509627E + 14}{4000} \right) + \left( \frac{1.911978339E + 14}{4000} \right)}{\left( \frac{3.904903737E + 13}{6000} \right) + \left( \frac{4.078613305E + 13}{6000} \right)} \\
&= 7.6
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\Psi \text{ bawah} &= \frac{\left(\frac{EIK_{292}}{Lk_{292}}\right) + \left(\frac{EIK_{505}}{Lk_{505}}\right)}{\left(\frac{EIB_{401}}{Lb_{401}}\right) + \left(\frac{EIB_{400}}{Lb_{400}}\right)} \\
&= \frac{\left(\frac{1.453785559E+14}{4000}\right) + \left(\frac{1.991509627E+14}{4000}\right)}{\left(\frac{4.118460029E+13}{6000}\right) + \left(\frac{4.066122434E+13}{6000}\right)} \\
&= 6.6
\end{aligned}$$

Dari nilai  $\Psi$  atas dan bawah  $\Psi$  diplot ke nomogram untuk kolom tanpa pengaku.

(Struktur Beton Bertulang Istimawan hal. 333), diperoleh  $k = 2.4$

$$lu = 4000 - 600$$

$$= 3400 \text{ mm}$$

$$r = 0.25 \cdot D = 0.25 \times 700 = 175 \text{ mm}$$

$$\frac{k \cdot lu}{r} = \frac{2.4 \times 3400}{175} = 46.6 > 22 \rightarrow \text{pengaruh kelangsingan pada kolom}$$

128 perlu dipertimbangkan

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(k \times lu)^2} = \frac{3.14^2 \times 2.122747605E+14}{(2.4 \times 3400)^2} = 75437724.49 \text{ N}$$

Perhitungan kelangsingan dan  $P_c$  untuk kolom ditabelkan.

Jumlah  $P_c$  dalam satu tingkat = 5353632 N

Cm untuk struktur portal tanpa pengaku diambil = 1

Perhitungan perbesar momen untuk kombinasi 2 hasil staad pro 2008

$$M_{2b} = 3.733 \text{ kNm} = 3733000 \text{ Nmm}$$

$$M_{2s} = 120.758 \text{ kNm} = 120758000 \text{ Nmm}$$

$$Nu, k \text{ pakai} = Pu = 3988688 \text{ N}$$

Jumlah  $Pu$  dalam satu lantai (tingkat) :

$$= 1314350 + 1266439 + 3567221 + 3707300 + 3988688$$

$$= 13843998 \text{ N}$$

Jumlah  $P_c$  dalam satu lantai (tingkat) :

$$= 58458550 + 58873937 + 85246343 + 60776414 + 81192398$$

$$= 344547642 \text{ N}$$

$$\phi \text{ (reduksi)} = 0.65$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{P_u}{(0.65 \times P_c)}\right)} = \frac{1.0}{\left(1 - \frac{3988688}{(0.65 \times 53789964)}\right)}$$

$$= 1.129 > 1.0$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{\Sigma P_u}{(0.65 \times \Sigma P_c)}\right)} = \frac{1.0}{\left(1 - \frac{13943998}{(0.65 \times 344547642)}\right)}$$

$$= 1.066 > 1.0$$

Karena hasil perhitungan  $\delta_b$  dan  $\delta_s > 1$  maka  $\delta_b$  dan  $\delta_s = 2.5$

$$M_c = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s}$$

$$= 2.5 \times 3733000 + 2.5 \times 120758000$$

$$= 311227500 \text{ Nmm}$$

$$M_u, \text{ k maks arah } z = 311227500 \text{ Nmm}$$

#### **4.2.3. PERHITUNGAN DIAGRAM INTERAKSI KOLOM**

##### **• Penulangan arah Z**

- Eksentrisitas

$$e_{\min} = (15 + 0.03 \times h)$$

$$= (15 + 0.03 \times 700)$$

$$= 36 \text{ mm}$$

$$c = \frac{M_u \cdot K_{\max}}{P_u} = \frac{311227500}{3988688} = 78.028 \text{ mm}$$

$$e = 78.03 \text{ mm} > e_{\min} = 36 \text{ mm} \dots\dots\dots (\text{ok})$$

dicoba tulangan D 25 mm

$$d = h - \text{sisi luar tulangan terjauh}$$

$$= 700 - 40$$

$$= 660 \text{ mm}$$

$$d' = 700 - 660$$

$$= 40 \text{ mm}$$

- Luas Penampang kolom ( $A_g$ )

$$A_g = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{3.14}{4} 700^2 = 384650 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan pada kolom 1% - 6% dicoba dengan jumlah

♦ Tulangan 2,1% x  $\rho$  (rasio penulangan tarik) = 0.021

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times A_g$$

$$= 0.021 \times 384650$$

$$= 8077.65 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan 18 D 25,  $A_s \text{ ada} = 8831.3 \text{ mm}^2 > 8077.65 \text{ mm}^2$

♦ **Beban sentris**

$$P_o = 0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$$

$$= \{0.85 \times 30 \cdot (384650 - 8831.3) + 390 \cdot 8831.3\} 10^{-3}$$

$$= 13027.5839 \text{ kN}$$

$$P_n = 0.85 \times P_o$$

$$= 0.85 \times 13027.58$$

$$= 11073.4463 \text{ kN}$$

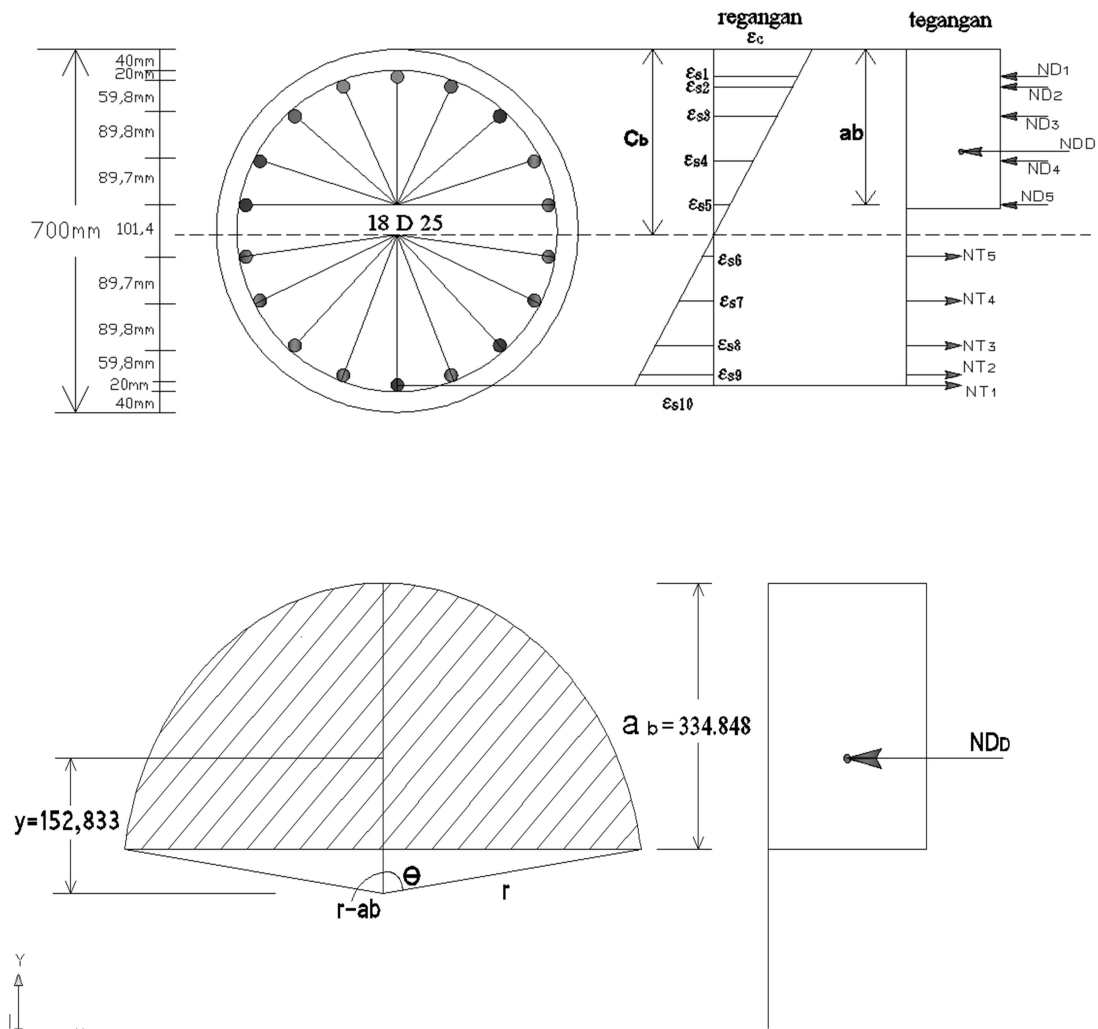
$$\phi P_n = 0.65 \times 11073.44627$$

$$= 7197.740077 \text{ kN}$$

♦ Kondisi seimbang

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 600}{600 + 390} = 400 \text{ mm}$$

$$a_b = c_b \cdot \beta = 400.000 \times 0.85 = 340 \text{ mm}$$



gambar 4.9 Diagram tegangan

$$r \text{ (jari-jari)} = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 700 = 350$$

$$\theta = \cos^{-1} \left( \frac{r-a}{r} \right)$$

$$= \cos^{-1} \left( \frac{350-340.000}{350} \right)$$



$$= 87.5188^\circ$$

$$\begin{aligned} A_{\text{tembereng}} &= D^2 \times \frac{\theta(\pi/180) - \sin \theta \times \cos \theta}{4} \\ &= 700^2 \times \frac{87.5188(\pi/180) - \sin 87.5188 \times \cos 87.5188}{4} \\ &= 187022.9167 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$y = \frac{D^3}{12 \times A_{\text{tembereng}}} = \frac{700^3}{12 \times 187022.917} = 152.833 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} ND_D &= 0.85 \times f_c' \times A_{\text{tembereng}} \\ &= 0.85 \times 30 \times 187022.9 \times 10^{-3} \\ &= 4769.084 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{cb-d}{cb} 0.003 = \frac{400-40}{400} 0.003 = 0.0027$$

$$\epsilon_{s1} > \text{dari } \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} ND1 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 382.689667 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{(400-60)}{400} 0.003 = 0.00255$$

$$\epsilon_{s2} > \text{dari } \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$ND2 = 981.689667 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{(400-119.8)}{400} 0.003 = 0.002102$$

$$\epsilon_{s3} > \text{dari } \epsilon_y \text{ maka } f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} ND3 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 382.689667 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{s4} &= \frac{(400 - 209.6)}{400} 0.003 = 0.001428 < \varepsilon_y, \text{ maka} \\ f_s &= 0.001428 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.001428 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 285.6 \text{ Mpa} \\ ND4 &= 981.256 \times 285.60 \times 10^{-3} \\ &= 280.246587 \text{ kN} \\ \varepsilon_{s5} &= \frac{(400 - 299.3)}{400} 0.003 = 0.000755 < \varepsilon_y, \text{ maka} \\ f_s &= 0.000755 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.000755 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 151.05 \text{ Mpa} \\ ND5 &= 981.256 \times 151.05 \times 10^{-3} \\ &= 148.218652 \text{ kN} \\ \varepsilon_{s6} &= \frac{(400.700 - 400)}{400} 0.003 = 0.000005 < \varepsilon_y, \text{ maka} \\ f_s &= 0.00005 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.00005 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 1.050 \text{ Mpa} \\ NT5 &= 981.256 \times 1.050 \times 10^{-3} \\ &= 1.050 \text{ Mpa} \\ \varepsilon_{s7} &= \frac{(489.700 - 400.70)}{401} 0.003 = 0.000666 < \varepsilon_y, \text{ maka} \\ f_s &= 0.000666 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.000666 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 133.267 \times 10^{-3} \\ NT4 &= 981.256 \times 133.267 \times 10^{-3} \\ &= 130.769 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\varepsilon_{s8} = \frac{(597.500 - 400.700)}{400.700} 0.003 = 0.001339 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.001339 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.001339 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 267.713 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} NT3 &= 981.256 \times 267.731 \times 10^{-3} \\ &= 262.713 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{s9} = \frac{(639.300 - 400.700)}{400.700} 0.003 = 0.001786 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.001786 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.001786 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 357.275 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} NT2 &= 981.256 \times 357.275 \times 10^{-3} \\ &= 350.578 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{s10} = \frac{(649.300 - 400.700)}{400.700} 0.003 = 0.001861 = \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$\varepsilon_{s10} = \varepsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} NT1 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 382.689667 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{nb} &= ND_D + ND1 + ND2 + ND3 + ND4 + ND5 + NT1 - NT2 - NT3 - NT4 - NT5 \\ &= 4769.084 + 382.690 + 382.690 + 382.690 + 280.247 + 148 \\ &\quad 382.690 - 350.578 - 262.713 - 130.769 - 1.030 \\ &= 6708.019 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_{nb} &= 0.65 \times 6708.019 \\ &= 4360.212 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= (ND_D \cdot y) + (ND1 + NT1) \cdot 310 + (ND2 + NT2) \cdot 290 + (ND3 + ND3) \cdot 230,3 + \\ &\quad (ND4 + NT4) \cdot 140,4 + (ND5 + NT5) \cdot 50,7 \cdot 10^{-3} \\ &= (4769.084 \times 152.833) + (382.69 + 382.690) \times 310 + (382.690 + \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & 350.578) \times 290 + (382.690 + 262.713) \cdot 230.2 + (280.247 + \\
 & 30.769) \times 340.4 + (148.219 + 1.030) 507 \times 10^{-3} \\
 & = 1921.048528 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_{nb} = 0.65 \times 1921.049$$

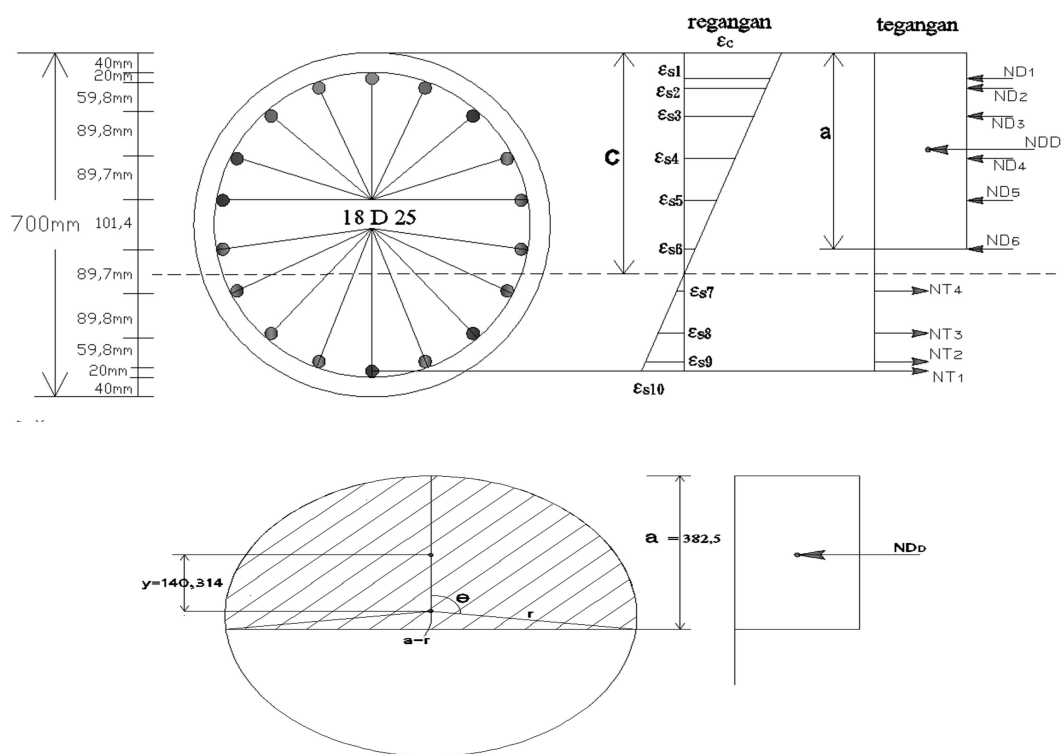
$$= 1248.682 \text{ kNm}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{1921.049}{4360.212} = 440.58601 \text{ mm}$$

**Kondisi Patah Desak ( $c > c_b$ )**

Dipakai nilai  $c = 450 \text{ mm}$

$$a = c \cdot \beta = 450 \times 0.85 = 382.5 \text{ mm}$$



**gambar 4.10 tegangan regangan**

$$r(\text{jari-jari}) = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 700 = 350$$

$$\theta = \cos^{-1} \left( \frac{r-a}{r} \right)$$

$$= \cos^{-1} \left( \frac{350 - 382.500}{350} \right)$$

$$= 95.3280^\circ$$

$$\begin{aligned} A_{\text{tembereng}} &= D^2 \times \frac{\theta(\pi/180) - \sin \theta \times \cos \theta}{4} \\ &= 700^2 \times \frac{95.328 (\pi/180) - \sin 95.328 \times \cos 95.328}{4} \\ &= 203710.4396 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$y = \frac{D^3}{12 \times A_{\text{tembereng}}} = \frac{700^3}{12 \times 203710.440} = 140.314 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} ND_D &= 0.85 \times f_c' \times A_{\text{tembereng}} \\ &= 0.85 \times 30 \times 203710.4 \times 10^{-3} \\ &= 5194.616 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{c-d}{c} 0.003 = \frac{450-40}{450} 0.003 = 0.0027333$$

$$\epsilon_{s1} > \text{dari } \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$ND1 = 981.256 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{(450-60)}{450} 0.003 = 0.0026$$

$$\epsilon_{s2} > \text{dari } \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} ND2 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 382.689667 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{(450 - 119.8)}{450} 0.003 = 0.002201$$

$\varepsilon_{s3} > \varepsilon_y$  ; maka  $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} ND3 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 382.689667 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{(450 - 209.6)}{450} 0.003 = 0.001603 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.001603 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.001603 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 320.5333 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND4 &= 981.256 \times 320.53 \times 10^{-3} \\ &= 314.525114 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{(450 - 299.3)}{450} 0.003 = 0.001005 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.001005 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.001005 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 200.9333 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND5 &= 981.256 \times 200.93 \times 10^{-3} \\ &= 197.16695 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{s6} = \frac{(450 - 400.7)}{450} 0.003 = 0.00329 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.00033 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.00033 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 65.733 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND6 &= 981.256 \times 65.733 \times 10^{-3} \\ &= 64.501 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{s7} = \frac{(490,400 - 450)}{450} 0.003 = 0.000269 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned}
f_s &= 0.000868 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\
&= 0.000269 \times 2 \cdot 10^5 \\
&= 53.857 \text{ Mpa} \\
NT4 &= 981.256 \times 53.857 \times 10^{-3} \\
&= 52.857 \text{ kN} \\
\epsilon_{s8} &= \frac{(580.200 - 450.000)}{450.000} 0.003 = 0.000868 < \epsilon_y, \text{ maka} \\
f_s &= 0.000868 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\
&= 0.000868 \times 2 \cdot 10^5 \\
&= 173.600 \text{ Mpa} \\
NT3 &= 981.256 \times 173.600 \times 10^{-3} \\
&= 170.346 \text{ Mpa} \\
\epsilon_{s9} &= \frac{(640.000 - 450.000)}{450.000} 0.003 = 0.001267 < \epsilon_y, \text{ maka} \\
f_s &= 0.001267 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\
&= 0.001267 \times 2 \cdot 10^5 \\
&= 253.333 \text{ Mpa} \\
NT2 &= 981.256 \times 253.333 \times 10^{-3} \\
&= 248.585 \text{ kN} \\
\epsilon_{s10} &= \frac{(650.000 - 450.000)}{450.000} 0.003 = 0.001333 < \epsilon_y, \text{ maka} \\
\epsilon_{s10} &= \epsilon_y; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa} \\
NT1 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\
&= 382.689667 \text{ kN} \\
P_n &= ND_D + ND1 + ND2 + ND3 + ND4 + ND5 - ND6 - NT1 - NT2 - NT3 - NT4 \\
&= 5194.616 + 383.690 + 382.690 + 382.690 + 314.525 + 197.1 \\
&\quad 64.501 - 382.690 - 248.585 - 170.346 - 52.857 \\
&= 7644.353 \text{ kN}
\end{aligned}$$



$$\phi P_n = 0.65 \times 7644.353$$

$$= 4968.830$$

$$M_n = (N D_D \cdot y) + (N D_1 + N T_1) \cdot 310 + (N D_2 + N T_2) \cdot 290 + (N D_3 + N D_3) \cdot 230,2 \\ + (N D_4 + N T_4) \cdot 140,4 + (N D_5) \cdot 50,7 - (N D_6) \cdot 50,7 \cdot 10^{-3}$$

$$= (5194.616 \times 140.314) + (382.69 + 382.690) \times 310 + (382.690 + 248.585) \times 290 \\ + (382.690 + 170.346) \times 230.2 + (314.525 + 52.857) \times 140.4 + (197.167) \cdot 50.7 \\ - (64.501) \cdot 50.7 \cdot 10^{-3}$$

$$= 1738.3614 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0.65 \times 1738.361$$

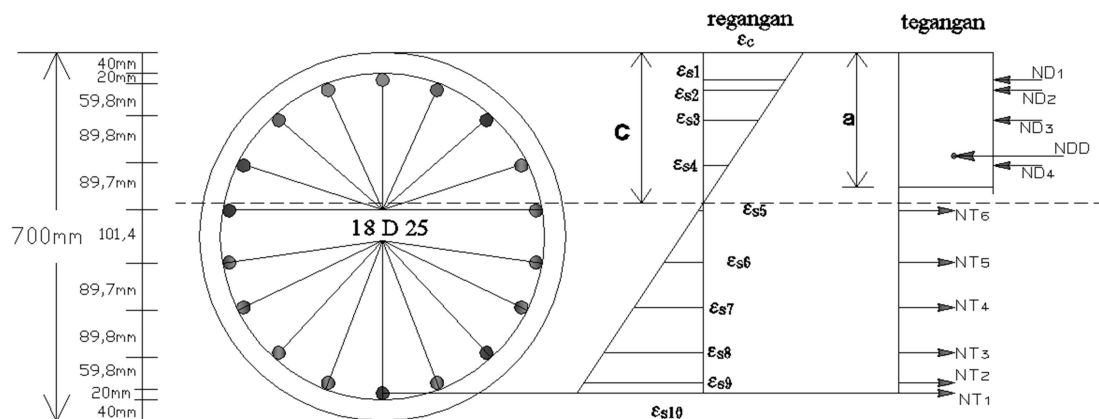
$$= 1129.935 \text{ kNm}$$

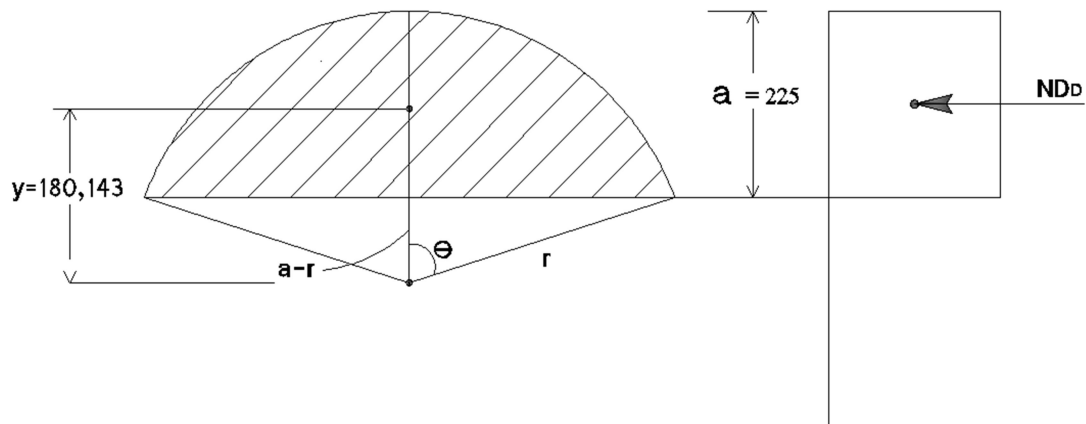
$$e_b = \frac{M_n}{P_n} = \frac{1738.361 \cdot 10^3}{7644.353} = 227.40464 \text{ mm}$$

- Kondisi Patah Tarik ( $c > c_b$ )**

Dipakai nilai  $c = 300 \text{ mm}$

$$a = c \cdot \beta = 300 \times 0.85 = 255 \text{ mm}$$





**Gambar 4.11 Diagram tegangan regangan**

$$r(\text{jari-jari}) = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 700 = 350$$

$$\theta = \cos^{-1}\left(\frac{r-a}{r}\right)$$

$$= \cos^{-1}\left(\frac{350-255}{350}\right)$$

$$= 74.2507^\circ$$

$$\begin{aligned} A_{\text{tembereng}} &= D^2 \times \frac{\theta(\pi/180) - \sin \theta \times \cos \theta}{4} \\ &= 700^2 \times \frac{74.2507(\pi/180) - \sin 74.2507 \times \cos 74.2507}{4} \\ &= 158669.8194 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$y = \frac{D^3}{12 \times A_{\text{tembereng}}} = \frac{700^3}{12 \times 158669.819} = 180.143 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} ND_D &= 0.85 \times f_c' \times A_{\text{tembereng}} \\ &= 0.85 \times 30 \times 158669.8 \times 10^{-3} \\ &= 4046.080 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{c-d}{c} 0.003 = \frac{300-40}{300} 0.003 = 0.0026$$

$\varepsilon_{s1} > \text{dari } \varepsilon_y$ ; maka  $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} ND1 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 382.689667 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{(300-60)}{300} 0.003 = 0.0024$$

$\varepsilon_{s2} > \text{dari } \varepsilon_y$ ; maka  $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} ND2 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 382.68667 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{(300-119.8)}{300} 0.003 = 0.001802$$

$\varepsilon_{s3} > \text{dari } \varepsilon_y$ ; maka  $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} ND3 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 382.689667 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{(300-209.6)}{300} 0.003 = 0.000904 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.000904 \times E_s \text{ (nodulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.000904 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 180.8 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND4 &= 981.256 \times 180.80 \times 10^{-3} \\ &= 177.411004 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{(300-299.3)}{300} 0.003 = 0.000007 < \varepsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.000007 \times E_s \text{ (madulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 7E-06 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 1.4 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$NT6 = 981.256 \times 1.40 \times 10^{-3}$$

$$\begin{aligned}
&= 1.374 \text{ kN} \\
\varepsilon_{s6} &= \frac{(400.700 - 300)}{300} \cdot 0.003 = 0.001007 < \varepsilon_y, \text{ maka} \\
f_s &= 0.00101 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\
&= 0.00101 \times 2 \cdot 10^5 \\
&= 201.400 \text{ Mpa} \\
NT5 &= 981.256 \times 201.400 \times 10^{-3} \\
&= 197.625 \text{ kN} \\
\varepsilon_{s7} &= \frac{(389.700 - 300)}{300} \cdot 0.003 = 0.000897 < \varepsilon_y, \text{ maka} \\
f_s &= 0.00090 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\
&= 0.000897 \times 2 \cdot 10^5 \\
&= 176.037 \text{ Mpa} \\
NT4 &= 981.256 \times 179.400 \times 10^{-3} \\
&= 176.037 \text{ kN} \\
\varepsilon_{s8} &= \frac{(479.500 - 300)}{300} \cdot 0.003 = 0.001795 < \varepsilon_y, \text{ maka} \\
f_s &= 0.001795 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\
&= 0.001795 \times 2 \cdot 10^5 \\
&= 359.000 \text{ Mpa} \\
\varepsilon_{s9} &= \frac{(539.300 - 300)}{300} \cdot 0.003 = 0.002393 < \varepsilon_y, \text{ maka} \\
f_s &= 0.002393 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\
&= 0.002393 \times 2 \cdot 10^5 \\
&= 478.600 \text{ Mpa} \\
NT2 &= 981.256 \times 478.600 \times 10^{-3} \\
&= 469.629 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\epsilon_{s10} = \frac{549.300 - 300}{300} 0.003 = 0.002493 = \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\epsilon_{s10} = \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} NT1 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 382.689667 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= ND_D + ND1 + ND2 + ND3 + ND4 + NT1 - NT2 - NT3 - NT4 - NT5 - NT6 \\ &= 4046.1 + 382.690 + 382.690 + 382.690 + 177.411 + 382.69 + 469.629 - \\ &\quad 352.271 - 176.037 - 197.625 - 1.374 \\ &= 2404.771 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0.65 \times 2404.771 \\ &= 1563.101 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= (ND_D \cdot y) + (ND1 + NT1) \cdot 310 + (ND2 + NT2) \cdot 290 + (ND3 + ND3) \cdot 230,2 \\ &\quad + (ND4 + NT4) \cdot 140,4 + (NT5) \cdot 50,7 - (NT6) \cdot 50,7 \cdot 10^{-3} \\ &= (4046.08 \times 180.143) + (382.69 + 382.690) \times 310 + (382.690 + 469.629) \times 290 \\ &\quad + (382.690 + 352.271) \times 230,2 [(177.411 + 176.037) \times 140,4] + (197.625) \cdot \\ &\quad 50,7) - (1.374) \cdot 50,7 \cdot 10^{-3} \\ &= 1593.0333 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.65 \times 1593.033 \\ &= 1035.472 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{1593.033 \cdot 10^3}{2404.771} 662.44696 \text{ mm}$$

- **Kondisi Lentur Murni**

Pada kondisi ini:

- Tulangan tarik mengalami leleh dan tulangan tekan belum mengalami leleh ( $f_s = f_y$  ;  $f_s' = f_s'$ )
- Memasukkan nilai c dengan cara coba-coba sampai :  
 $P_n = 0 (ND_D + ND_1 = NT)$   
 Dicoba  $c = 164.5 \times 0.85$

$$a = c \cdot \beta = 164.5 \times 0.85$$

$$= 139.825$$

Maka susunan tulangan sebagai berikut”

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 13 \text{ D } 25 = 6378.125 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan } A_s' = 5 \text{ D } 25 = 2453.125 \text{ mm}^2$$

$$A_s'1 = 2 \text{ D } 25 = 981.250 \text{ mm}^2$$

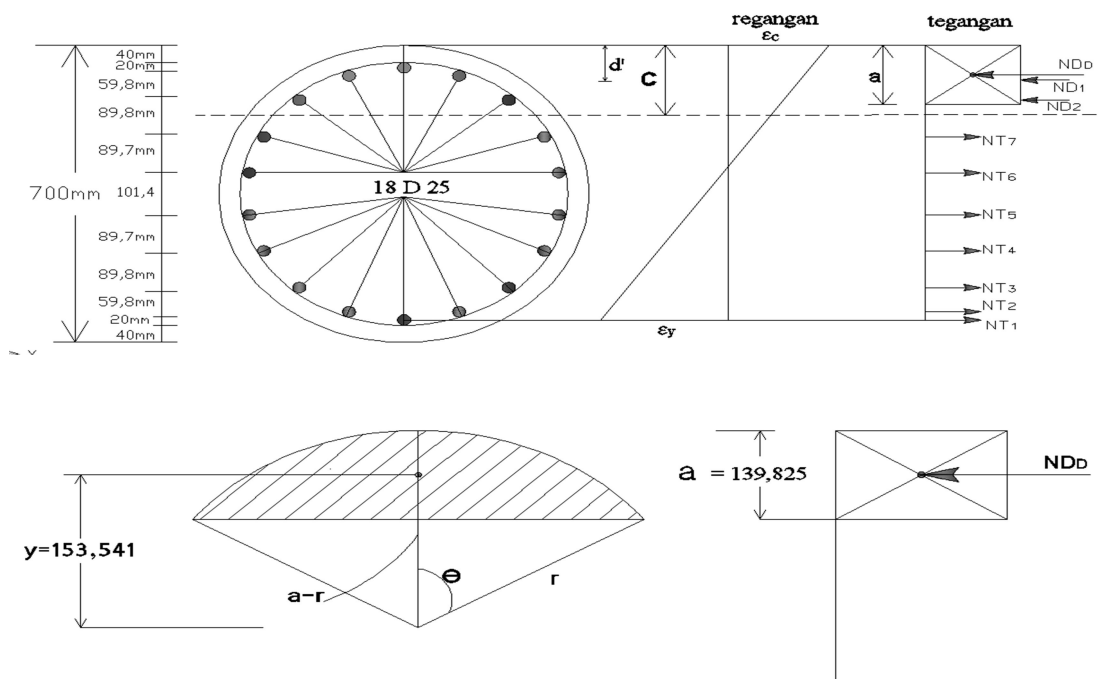
$$A_s'2 = 2 \text{ D } 25 = 981.250 \text{ mm}^2$$

$$y'1 = 40 \text{ mm}$$

$$y'2 = 40 + 59.8 = 99.8 \text{ mm}$$

$$z1 = d' = \frac{(981.250 \times 40) + (981.250 \times 99.8)}{2453.125}$$

$$= 55.920 \text{ mm}^2$$



**Gambar 4.12 Diagram Tegangan regangan**

$$r(\text{jari-jari}) = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 700 = 350$$

$$\begin{aligned}\theta &= \cos^{-1} \left[ \frac{r-a}{r} \right] \\ &= \cos^{-1} \left[ \frac{350-139.825}{350} \right] \\ &= 42.4104^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{\text{tembereng}} &= D^2 \times \frac{\theta(\pi/180) - \sin \theta \times \cos \theta}{4} \\ &= 700^2 \times \frac{42.4104(\pi/180) - \sin 42.4104 \times \cos 42.4104}{4} \\ &= 90628.68033 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$y = \frac{D^3}{12 \times A_{\text{tembereng}}} = \frac{700^3}{12 \times 90628.680} = 323.541 \text{ mm}$$

$$ND_D + ND_I = N_r$$

$$\begin{aligned}ND_D &= 0.85 \times f_c' \times A_{\text{tembereng}} \\ &= 0.85 \times 30 \times 909628.68 \times 10^{-3} \\ &= 1515.942 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}ND_I &= A_s' \cdot f_s' \\ &= \left[ 2453.125 \times \frac{(c-d')}{c} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\ &= \left[ 2453.125 \times \frac{(164.5-55.920)}{164.5} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\ &= 971.527 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_T &= A_s \cdot f_y \\ &= (6378.125 \times 390) \times 10^{-3} \\ &= 2487.469 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$ND_D + ND_I = N_T$$

$$1515.942 + 971.527 - 2487.469 = 0.00068 - 0 \text{ maka}$$



$$c = 164.500 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$$\begin{aligned} ND_D &= 0.85 \times f'_c \times A_{\text{tembereng}} \\ &= 0.85 \times 30 \times 90628.68 \times 10^{-3} \\ &= 1515.942 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND_1 &= A_s' \cdot f_s' \\ &= \left[ 2453.125 \times \frac{(c-d')}{c} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\ &= \left[ 2453.125 \times \frac{(164.5-42.410)}{164.5} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\ &= 1092.405 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND_2 &= A_s' \cdot f_s' \\ &= \left[ 2453.125 \times \frac{(c-d')}{c} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\ &= \left[ 2453.125 \times \frac{(164.5-42.410)}{164.5} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\ &= 1092.405 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} NT_1 &= A_{s1} \cdot f_y \\ &= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 528.679 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} NT_2 &= A_{s2} \cdot f_y \\ &= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 528.679 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} NT_3 &= A_{s3} \cdot f_y \\ &= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 528.679 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$NT_4 = A_{s4} \cdot f_y$$

$$\begin{aligned}
&= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\
&= 528.679 \text{ kN} \\
NT_5 &= As_5 \cdot fy \\
&= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\
&= 528.679 \text{ kN} \\
NT_6 &= As_6 \cdot fy \\
&= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\
&= 528.679 \text{ kN} \\
NT_7 &= As_7 \cdot fy \\
&= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\
&= 528.679 \text{ kN} \\
Pn &= ND_D + ND_1 + ND_2 + NT_1 + NT_2 + NT_3 + NT_4 + NT_5 + NT_6 + NT_7 \\
&= 1515.942 + 1092.405 + 1092.405 - 528.679 - 528.679 - 528.679 - 528.679 - \\
&\quad 528.679 - 528.679 - 528.679 \\
&= 0.000 \text{ kN} \\
\phi Pn &= 0 \text{ kN} \\
ZD_D &= c - (r - y) &= 164.50 - (350 - 323.541) = \\
&\quad 138.041 \text{ mm} \\
ZD_1 &= c - z_1 &= 164.50 - 55.920 &= 108.58 \text{ mm} \\
ZD_2 &= c - z_2 &= 164.50 - 40 &= 124.50 \text{ mm} \\
ZT_1 &= Z_3 - c &= 600 - 164.50 &= 495.50 \text{ mm} \\
ZT_2 &= Z_4 - c &= 640 - 164.50 &= 475.50 \text{ mm} \\
ZT_3 &= Z_5 - c &= 580.2 - 164.50 &= 415.70 \text{ mm} \\
ZT_4 &= Z_6 - c &= 490.4 - 164.50 &= 325.90 \text{ mm} \\
ZT_5 &= Z_7 - c &= 400.7 - 164.50 &= 236.20 \text{ mm} \\
ZT_6 &= Z_8 - c &= 299.3 - 164.50 &= 134.80 \text{ mm} \\
ZT_7 &= Z_9 - c &= 209.6 - 164.50 &= 45.10 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= (N_{D_D} \cdot Z_{D_D}) + (N_{D_1} \cdot Z_{D_1}) + (N_{D_2} \cdot Z_{D_2}) + (N_{T_3} \cdot Z_{T_3}) + (N_{T_4} \cdot Z_{T_4}) + (N_{T_5} \\
&\quad \cdot Z_{T_5}) + (N_{T_6} \cdot Z_{T_6}) + (N_{T_7} \cdot Z_{T_7}) \\
&= \{(1515.942 \times 138.041) + (1092.405 \times 108.58) + (528.679 \times 124.500) + \\
&\quad (528.679 \times 415.70) + (528.679 \times 325.900) + (528.679 \times 236.20) + (528.679 \times \\
&\quad 134.800) + (528.679 \times 45.10)\} 10^{-3} \\
&= 1289.8954 \text{ kNm} \\
\phi M_n &= 0.65 \times 1289.895 \\
&= 838.432 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Untuk kepentingan diagram interaksi kolom dengan tulangan 18 D 25 ( $\rho = 2,6\%$ ) dan 20 D 25 ( $\rho = 3,0\%$ ) ditebalkan

Control untuk joint 4674

$$M_{n, k 126} = \frac{1290 \times 10^6}{0.65} = 1984454491.5 \text{ Nmm}$$

$$M_{n, k 277} = \frac{530.3 \times 10^6}{0.65} = 1984454491.5 \text{ Nmm}$$

$$M_{n, b 400} = 1581220000 \text{ Nmm}$$

$$\Sigma M_e > \frac{6}{5} \Sigma M_g$$

$$\begin{aligned}
&\left[ 1984454491.5 + 815846154 > \frac{6}{5} (252234477.0 + 1581220000) \right] \\
&2800300645.4 \text{ Nmm} > 2200145372 \text{ Nmm} \dots\dots\dots
\end{aligned}$$

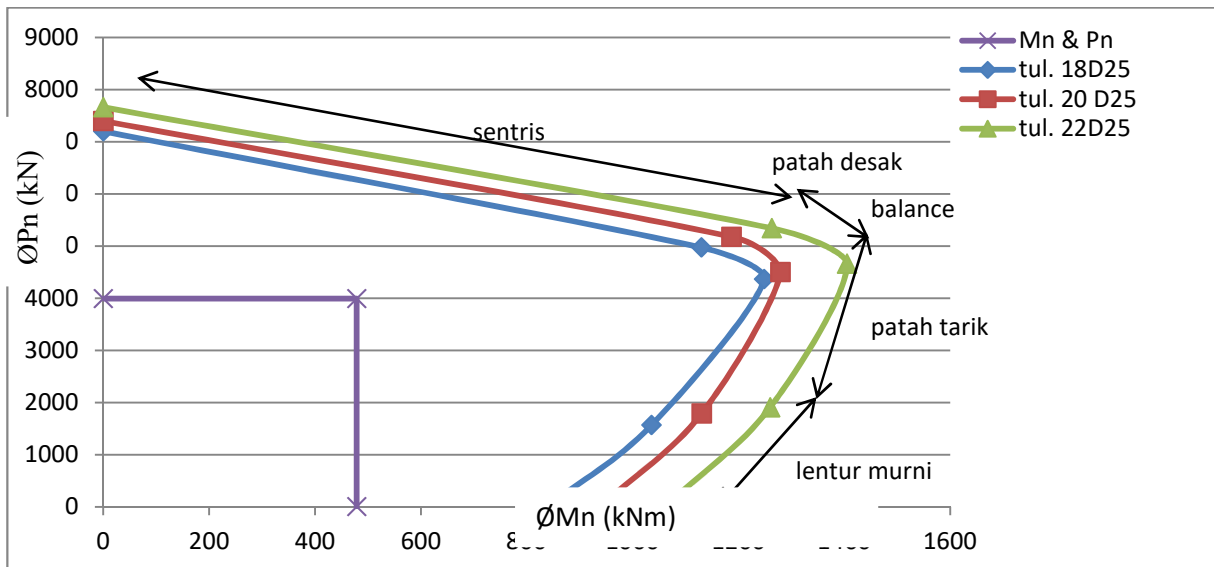
Tabel 4.1 diagram interaksi kolom No. 126

Kondisi	18 D 25		20 D 25		22 D 25	
	$\phi M_n$ (kNm)	$\phi P_n$ (kN)	$\phi M_n$ (kNm)	$\phi P_n$ (kN)	$\phi M_n$ (kNm)	$\phi P_n$ (kN)
SENTRIS	0	7197.740	0	7395.34027	0	7657.5426
PATAH DESAK	1129.935	4968.830	1186.994	5174.91831	1263.04458	5338.94613
BALANCE	1248.682	4360.212	1279.322	4496.05434	1405.14745	4657.67387
PATAH TARIK	1035.472	1563.101	1130.372	1785.29722	1259.68837	1904.28732
LENTUR	838.432	0	938.202	0	1060.78272	0

Sebenarnya :

$P_u$ (kN)	3988.690
$M_c$ (kNm)	311.228

$\phi P_n$ (kN)	3988.69
$\phi M_n$ (kNm)	478.8115



Gambar 4.13 diagram interaksi kolom

- Penulangan geser kolom No. 292

Diketahui :  $D = 700 \text{ mm}$

$f_c' = 30 \text{ Mpa}$

$d = 660$

$f_y = 390 \text{ Mpa}$

Tinggi bersih  $L_n = 3900$

Tulangan spiral =  $\varnothing 10 \text{ mm}$

Dari perhitungan penulangan kolom didapat :

$N_{u,k} = 3988688 \text{ N}$

$M_{u,k} = 327.949$

$M_u = 327.949 \text{ kNm}$

$M_{pr,k} = 1.25 \times 327.949$

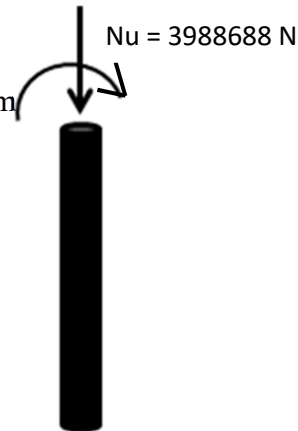
$= 409.936 \text{ kNm}$

$M_{pr-,b} = 293440908.163 \text{ Nmm}$

$M_{pr+,b} = 315293096.191 \text{ Nmm}$

$$V_e = \frac{2 \times M_{pr,k}}{l_n}$$

$$= \frac{2 \times 409.936}{3.9} = 210.224 \text{ kN}$$



Dengan menganggap momen lentur di atas dan dibawah kolom sama, maka gaya geser berdasarkan  $M_{pr-}$  dan  $M_{pr+}$  balok-balok yang bertemu di HBK.

$$V_u = \frac{M_{pr-,b} + M_{pr+,b}}{l_n}$$

$$= \frac{293440908.163 + 315293096.191}{3900}$$

$$= 156.0856 \text{ kN} < V_e = 210.224 \text{ kN}$$

- **Tulangan geser di dalam daerah sendi plastis**

$V_c = 0$  apabila memenuhi ketentuan pada SNI-2847 2013 pasal 21.5.4.1 berikut:

Gaya aksial terfaktor  $< A_g \cdot f_c' / 20$

$$3988.69 \text{ kN} < \left\{ \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times 30 / 20 \right\} \times 10^{-3}$$

$$3988.69 \text{ kN} < 735.9375 \text{ kN}$$

Maka  $V_c$  diambil sesuai pasal 13.3. (1 . (2))

$$\begin{aligned} V_c &= \left[ 1 + \frac{N_u}{14 \times A_g} \right] \times \left[ \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right] \times D \times d \\ &= 1 + \left[ \frac{3988688.023}{14 \times 384650} \right] \times \left[ \frac{\sqrt{30}}{6} \right] \times 700 \times 600 \cdot 10^{-3} \\ &= 766.17941 \text{ kN} \end{aligned}$$

Daerah yang berpotensi sendi plastis terletak sepanjang  $l_o$  (SNI 03-2847-2013 pasal 11.2.12 dari muka yang ditinjau, di mana panjang  $l_o$  tidak boleh kurang dari :

- $1/6 \cdot l_n = 1/6 \cdot 3900$   
 $= 650 \text{ mm}$
- Tinggi penampang kolom = 700 mm
- 500 mm

maka diambil nilai yang terbesar  $l_o = 700 \text{ mm}$

Jadi daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis sejauh 700 mm dari muka kolom. Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.4.1, spasi maksimum tidak boleh melebihi

- $6 \times \text{diameter tulangan longitudinal} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- $1/4 \times D = 1/4 \times 700 = 175 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm} < S_x < 150 \text{ mm}$

Dengan asumsi  $s = 100 \text{ mm}$ , maka

Dipasang tulangan spiral  $\varnothing 10 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 10^2 \\ &= 78.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Merencanakan penulangan spiral

$$\rho_s = 0.12 \times \frac{f_c'}{f_y}$$

$$\rho_s = 0.12 \times \frac{30}{390} = 0.009231$$

$$\rho_s = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_c'}{f_y}$$

$$\rho_s = 0.45 \left[ \frac{384650}{301754} - 1 \right] \frac{30}{390} = 0.00951$$

Maka diambil nilai yang terkecil = 0.00923

Sedangkan spasi spiral adalah

$$\begin{aligned} s &= \frac{4 \times A_s \times (D_c - d_s)}{D_c^2 \times \rho_s} \\ &= \frac{4 \times 78.5 \times (620 - 10)}{(620)^2 \times 0.0092} \\ &= 80.971 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan spiral Ø 10 dengan jarak spasi 75 mm

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{78.50 \times 390 \times 660}{75} = 269412.00 \text{ N}$$

Jadi dipasang tulangan spiral Ø 12 – 75 mm

$$V_s \leq (2/3) \sqrt{f'_c} \times D \times d$$

$$V_s \leq (2/3) \times \sqrt{30} \times 700 \times 660$$

$$269412 \text{ N} < 686985.4771 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Maka

$$\begin{aligned} \phi (V_s + V_c) &= 0.75 (269412.00 + 766179.4) \\ &= 776693.5564 \text{ N} > V_u = 156085.6 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK}) \end{aligned}$$



### Tulangan Geser Di Luar Daerah Sendi Plastis

Persyaratan spasi maksimum untuk daerah di luar sendi plastis menurut SNI-2847 – 2013 pasal 21.6.4.5, spasi maksimum tidak boleh melebihi:

- 6 x diameter tulangan utama = 6 x 25 = 150 mm
- 150 mm

$$\frac{156.086}{1650} = \frac{V_u}{1650 - 700}$$

$$1650 \times V_u = 156.086 \times (1650 - 700)$$

$$V_u = 182880.36 \text{ N}$$

Maka  $V_c$  diambil sesuai pasal 13.3.(1.(2))

$$V_c = 1 + \left[ \frac{N_u}{14 \times A_g} \right] \times \left[ \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right] \times D \times d$$

$$V_c = 1 + \left[ \frac{3988688.023}{14 \times 384650} \right] \times \left[ \frac{\sqrt{30}}{6} \right] \times 700 \times 660 \times 10^{-3}$$
$$= 766.179 \text{ kN}$$

Dipakai spiral  $\varnothing$  12 mm dengan spasi 150 mm

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{78.50 \times 390 \times 660}{150} = 134706.00 \text{ N}$$

kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847-2013 pasal 11.4.7.9

$$V_s \leq (2/3) \sqrt{f'_c} \times D \times d$$

$$V_s \leq (2/3) \times \sqrt{30} \times 700 \times 660$$

$$134706.00 \text{ N} < 686985.4771 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

maka :

$$\phi (V_s + V_c) = 0.75 (134706.00 + 766179.4)$$

$$= 675664.5564 \text{ N} > V_u = 182880.4 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

### Kontrol Desain Kapasitas

Kontrol desain kapasitas untuk joint 116

Momen pada kolom

$$M_{e \text{ atas}} = M_{e \text{ bawah}} = M_{nc} = 478811.5 \quad \begin{matrix} \text{Nm} \\ \text{m} \end{matrix}$$

Momen pada balok

$$M_{pr}^{-} = 293440908.163 \quad \begin{matrix} \text{Nm} \\ \text{m} \end{matrix}$$

$$M_{pr}^{+} = 315293096.191 \quad \begin{matrix} \text{Nm} \\ \text{m} \end{matrix}$$

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma \frac{M_n}{b}$$

$$\Sigma M_{nc} = \frac{293440908.163 + 315293096.191}{0.65}$$

$$= 778507209.7 \quad \begin{matrix} \text{Nm} \\ \text{m} \end{matrix}$$

$$1.2 \Sigma \frac{M_n}{b} = \frac{1.2 \times 293440908.163 + 315293096.191}{0.9}$$

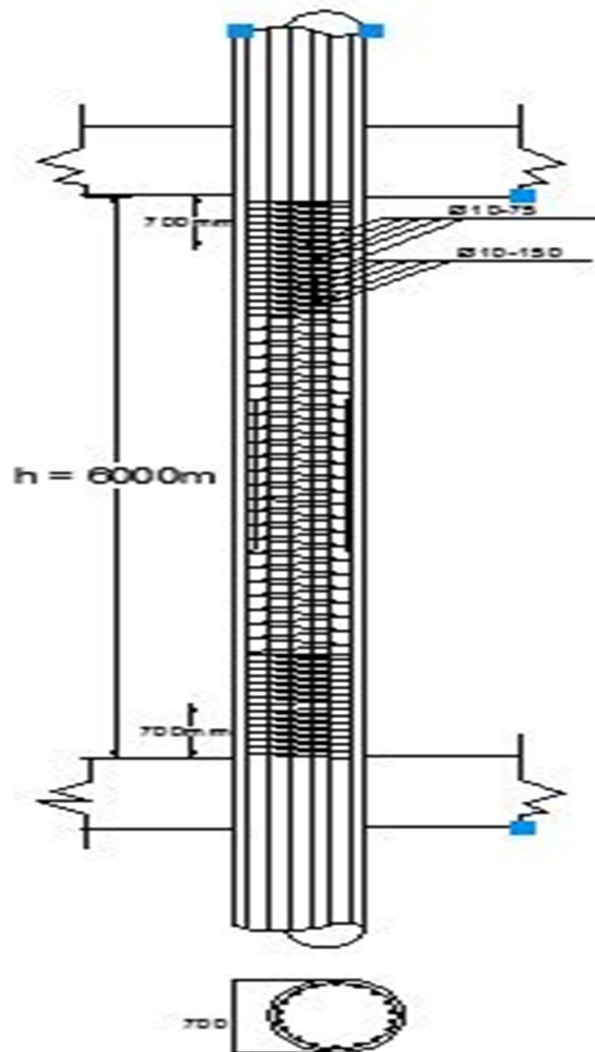
$$= 702454752 \quad \begin{matrix} \text{Nm} \\ \text{m} \end{matrix}$$

Maka :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma \frac{M_n}{b}$$

	Nm		Nm	.....
778507209.7	m	>	702454752	m OK

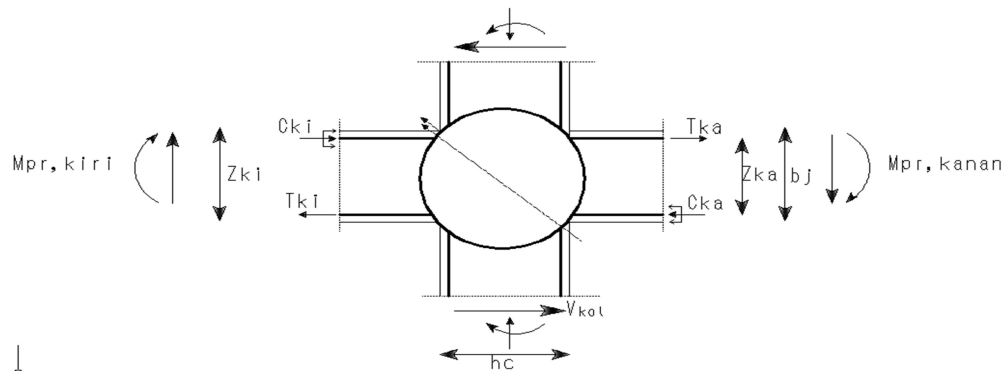
**Persyaratan "Strong Column Weak Beam" telah terpenuhi**  
**.....OK**



**Gambar 4.14 strong kolom weak beam**

#### 4.2.3 Perhitungan Pertemuan Balok – Kolom

Pertemuan Balok – Kolom Portal Melintang Line 2 (Joint No. 4668)



**Gambar 4.15 pertemuan balok – kolom**

Data Perencanaan :

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$M_{pr, b \text{ kanan}} = 293440908.163 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr, b \text{ kiri}} = 315293096 \text{ Nmm}$$

$$h_n, a = 6000 - 600 = 5400$$

$$h_n, b = 6000 - 600 = 5400$$

tulangan yang terpasang pada balok :

$$\text{balok kiri} = 4 \text{ D } 19$$

$$\text{balok kanan} = 4 \text{ D } 19$$

pemeriksaan kuat geser nominal pada Joint:

$$A_{s1} = 4 \times 0.25 \times 3.14 \times 19^2 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 4 \times 0.25 \times 3.14 \times 19^2 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$T = A_s \times 1.25 \times f_y$$

$$T_1 = 1133.54 \times 1.25 \times 390 = 552600.75 \text{ N}$$

$$T_2 = 1133.54 \times 1.25 \times 390 = 552600.75 \text{ N}$$

$$M_u = \frac{M_{pr, b \text{ kanan}} + M_{pr, b \text{ kiri}}}{2}$$

$$= \frac{293440908.16 + 315293096.191}{2} = 304367002 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} V_h &= \frac{2 \times M_u}{h_n / 2} \\ &= \frac{2 \times 304367002.2}{(5400 / 2) + (5400 / 2)} \\ &= 112728.5193 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{jh} &= T1 + T2 + V_h \\ &= 552600.750 + 552600.750 - 112728.519 \\ &= 992472.981 \text{ N} \end{aligned}$$

Kuat geser nominal HBK yang terkekang pada sisi-sisinya maka berlaku:

$$V_n = \frac{V_{j,h}}{\frac{\pi}{4} D^2} < 1,7 \sqrt{f_c'}$$

$$D = 700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_n &= \frac{V_{j,h}}{\frac{\pi}{4} D^2} < 1,7 \sqrt{f_c'} \\ &= \frac{726191,547}{\frac{3,14}{4} 700^2} < 1,7 \sqrt{30} \\ &= 2.580 \text{ N/mm}^2 < 9.3113 \end{aligned}$$

- Penulangan geser horizontal

$$N_u = 3988688.02 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \frac{N_u}{A_g} &= \frac{3988688}{384650} = 6,5 \text{ N/mm}^2 \\ &= 6,5 \text{ N/mm}^2 > 0,1 f_c' = 0,1 \times 30 = 3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$V_{c,h} = \frac{2}{3} \sqrt{\left( \frac{N_u, k}{A_g} - 0,1 x f_c' \right) \times \frac{\pi}{4} D^2}$$

$$= \frac{2}{3} \sqrt{\left( \frac{1090000}{384650} - 0,1 \times 30 \right) \times \frac{3,14}{4} 700^2}$$

$$= 1182026.239$$

$$V_{s,h} + V_{c,h} = V_{j,h}$$

$$V_{s,h} = V_{c,h} - V_{j,h}$$

$$= 1182026.239 - 992472.981$$

$$= 189553.259 \text{ N}$$

$$V_{j,h} = 486.034 \text{ mm}^2$$

Digunakan spiral  $\varnothing$ mm, As ada = 78.5 mm<sup>2</sup>

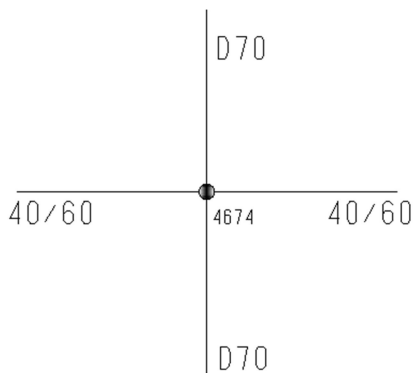
$$\text{Maka jumlah lapis sengkang} = \frac{A_{j,h}}{A_{s,ada}}$$

$$= \frac{486.034}{78.5}$$

$$= 6.2997 \rightarrow 7 \text{ lapis}$$

### 4.3 Perhitungan Pendetailan Tulangan

- Perhitungan pendetailan Joint 4674.



**Gambar 4.16** Pertemuan balok kolom di Joint

- Pendetailan Tulangan Tumpuan Tarik (Atas)
- Sesuai dengan perhitungan penulangan lentur balok No.104 untuk tulangan tarik tumpuan di dapat 4 D 19 diletakan dalam 1 lapis

- Untuk memperhentikan tulangan tumpuan tarik ke dalam balok adalah sejauh  $\frac{1}{4} l_n = \frac{1}{4} \times 5600 = 1400$  mm dari muka kolom

Ditambah dengan penjangkaran yang diperlukan untuk penjakaran sejauh  $12 \times d_b = 12 \times 19 = 228$  mm

$$d = 540.5 \text{ mm}$$

$$1/16 \times 5600 = 350 \text{ mm}$$

Dipakai perpanjangan = 540.5 mm

$$\text{Total panjang yang diperlukan} = 1400 + 540.5 = 1940.5 \text{ mm}$$

Modifikasi yang digunakan (Gideon 96-97)

- Batang tulangan baja paling atas dengan elevasi antara tulangan tersebut dengan lapisan beton terbawah tidak kurang dari 300 mm

$$600 - 40 - 10 - (0.5 \times 19) = 540.5 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- $L_d$  yang dibutuhkan adalah

$$L_{db} = \frac{0.02 \times A_s \times f_y}{\sqrt{f_c'}} = \frac{0.02 \times (0.25 \times \pi \times 19^2) \times 390}{\sqrt{30}}$$

$$= 403.56 \text{ mm}$$

$$L_{db} = 0.06 \times 19 \times 390 = 444.6 \text{ mm}$$

$$\text{dipakai } L_{db} = 444.6 \text{ mm}$$

dipakai faktor 1.4

$$\text{maka } L_d = 444.6 \times 1.4 = 622.44 \text{ mm ditambah perpanjangan } 540.5 \text{ mm}$$

$$L_d = 622.44 + 540.5 = 1162.94 \text{ mm} < 1940.5 \text{ mm}$$

Jadi pakai panjang penyaluran  $L_d = 2000$  mm

- Penjangkaran masuk ke dalam kolom

- Pendetailan tulangan tumpuan tekan balok (SNI-2847-2013 pasal 12.3.2)

Untuk tulangan tumpuan tekan, panjang penyaluran yang masuk ke dalam kolom adalah:

$$L_{db} = \frac{d_b \times f_y}{4\sqrt{f_c'}} = \frac{19 \times 390}{4\sqrt{30}} = 338.219 \text{ mm}$$

Di pakai  $L_{db} = 400 \text{ mm}$

Panjang  $L_{db}$  tidak boleh kurang dari

$$L_{db} = 0.04 \times 19 \times 390 = 296.4 \text{ mm}$$

$$L_{db} = 300 \text{ mm}$$

- Pendetailan tulangan tumpuan tarik balok (SNI-03-2847-2013 12.5.2)

$$L_{hb} = \frac{100 \times db}{\sqrt{f_c'}} = \frac{100 \times 19}{\sqrt{30}} = 346.891 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor modifikasi, } \frac{f_y}{400} = \frac{390}{400} = 0.975$$

$$L_{dh} = 400 \times 0.975 = 390 \text{ mm}$$

Dipakai  $L_{dh} = 390 \text{ mm}$

Tidak kurang dari

$$8 \times db = 8 \times 19 = 152 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

$$L_{dh} = 90 \text{ mm} > 8 \times db = 150 \text{ mm}$$

Dipilih pembengkokan  $90^\circ$  dengan panjang setelah pembengkokan  $= 12 \times db$

$$= 12 \times 19 = 228 \text{ mm} \sim 230 \text{ mm}$$

- Pemutusan tulangan lapangan tarik

Untuk pemberhentian tulangan lapangan tarik adalah sejauh  $1/5 l_n = 1/5 \times 5600 = 1120 \text{ mm}$  dari muka kolom

- Pendetailan sambungan kolom (SNI-03-2847-2013)

Dengan penerapan rumus untuk perhitungan momen ujung kolom yang memberikan faktor pembesar dinamis, maka salah satu keuntungan adalah penyambungan tulangan utama kolom dapat dilakukan segera di atas lantai berikutnya dan tidak perlu lagi ditengah-tengah kolom.

Untuk nilai  $f_y \leq 400 \text{ Mpa}$

$$L_d = 0.07 \times db \times f_y = 0.07 \times 19 \times 390 = 600.6 \text{ mm}$$

Dipakai  $L_d = 600 \text{ mm}$



## **BAB V**

### **KESIMPULANA DAN SARAN**

#### **5.1 Kesimpulan**

Pada perencanaan pembangunan Gedung Widya Bakti Ijen Malang menggunakan struktur tahan gempa dengan konsep Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) kami harapkan struktur yang kami desain dapat menjamin struktur tersebut tidak akan mengalami kerusakan pada waktu menahan gempa gempa dengan kekuatan kecil atau sedang dan tidak akan mengalami kerusakan yang fatal akibat gempa kuat, portal yang dianalisa adalah line 2. Dari perencanaan pada laporan skripsi kami peroleh hasil diantaranya adalah sebagai berikut:

- balok yang mempunyai jumlah penulangan paling banyak terletak disemua balok pada lantai 2 dan 3, yaitu dengan spesifikasi :
  - Dimensi balok = 40/60 cm
  - Tulangan tumpuan kiri = atas 6 D 19, bawah 4 D 19
  - Tulangan lapangan = atas 4 D 19 , bawah 6 D 19
  - Tulangan tumpuan kanan = atas 6 D 19, bawah 4 D 19
- Tulangan geser (join kiri)
  - Daerah sendi plastis = Ø 10 - 100
  - Daerah diluar sendi plastis = Ø 10 – 250
- Tulangan geser (join kanan)
  - Daerah sendi plastis = Ø 10 - 100
  - Daerah diluar sendi plastis = Ø 10 – 250
- Peninjauan pengaruh kelangsingan kolom pada perencanaan kolom yang diikuti dengan metode perbesaran momen ternyata menghasilkan kebutuhan tuangan yang lebih banyak yang berfungsi untuk menjaga agar kolom tidak mengalami tekuk.
- Kolom pada portal ini direncanakan menggunakan diameter 700mm 18D25
- Perencanaan penulangan geser kolom pada portal ini menggunakan spesifikasi tulangan geser untuk arah Z

- Daerah sendi plastis =  $\varnothing 10 - 75$

- Daerah diluar sendi plastis =  $\varnothing 10 - 150$

- 3 Pada perencanaan kolom portal ini telah memenuhi konsep “ capacity desing “ yaitu strong kolom weak beam misalkan pada joint 116 :

$$778507209.7 \text{ Nmm} > 702454752 \text{ Nmm} \dots\dots\dots\text{OK}$$

- 4 Hubungan balok kolom dipasang pengkang horizontal 4  $\varnothing 19$  dan untuk pengkang vertikal menggunakan tulangan longitudinal kolom.

- 5 Dari hasil perhitungan di atas dapat disimpulkan struktur yang didesain diharapkan mampu menahan gaya gempa dan tidak mengalami kerusakan pada waktu menahan gaya gempa dengan kekuatan kecil, sedang dan tidak mengalami kerusakan fatal akibat beban gempa kuat.

**Table 5.1** Control drift struktur dengan adanya perubahan penampang kolom

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	story drift (mm)	$\Delta S \times \xi$	Diizinkan (mm)	Ket.
1	Lantai 2	4500	0.31	1.74	90.00	OK
2	Lantai 3	6000	1.42	6.22	120.00	OK
3	Lantai 4	4000	7.57	34.44	80,00	OK
4	Lantai 5	4000	14.01	36.06	80,00	OK
5	atap	4000	16.00	11.04	80,00	OK

*43 tabel kinerja batas layanan arah X*

#### Kinerja batas layanan arah Z

*5.2 tabel kinerja batas layanan arah Z*

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	story drift (mm)	$\Delta S \times \xi$	Diizinkan (mm)	Ket.
1	Lantai 2	4500	1.37	7.67	90.00	OK
2	Lantai 3	6000	0.42	-5.32	120,00	OK
3	Lantai 4	4000	1.50	6.05	80,00	OK
4	Lantai 5	4000	5.69	23.46	80,00	OK
5	atap	4000	3.53	-12.10	80,00	OK

## **5.2 Saran**

Dengan kemajuan teknologi saat ini, perencanaan struktur gedung portal

3D kita dapat menggunakan fasilitas program STAAD PRO yang mampu menghasilkan penulangan dan hasil output secara langsung, tetapi tetap memperhatikan peraturan – peraturan yang ada akan lebih efisien dan dapat menghemat biaya pelaksanaan pekerjaan.



**LEMBAR PENGESAHAN**

**ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS GEDUNG SERBAGUNA WIDYA  
BAKTI IJEN MALANG DENGAN PENAMPANG KOLOM BULAT**

**SKRIPSI**

*Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi*

*Jenjang Strata Satu (S-1)*

*Pada hari: Senin*

*Tanggal : 7 Agustus 2017*

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan*

*Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil*

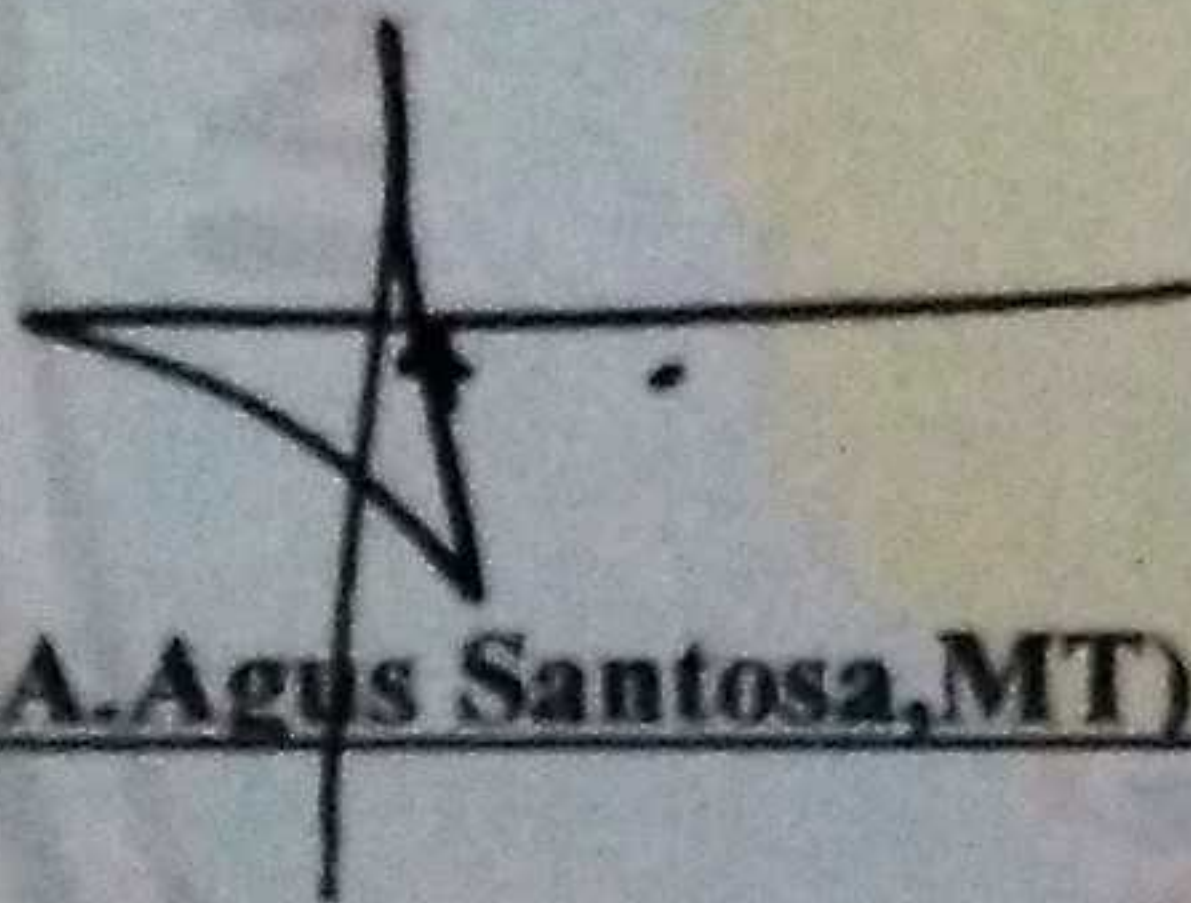
**Disusun Oleh :**

**MERINHO CUOCO LOPES DE ARAUJO**

**13.21.090**

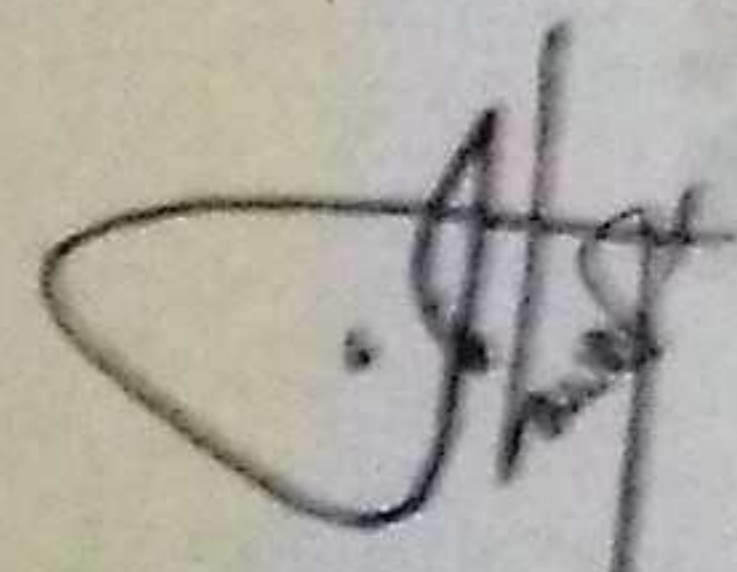
**Disahkan Oleh :**

**Ketua**



**(Ir. A. Agus Santosa, MT)**

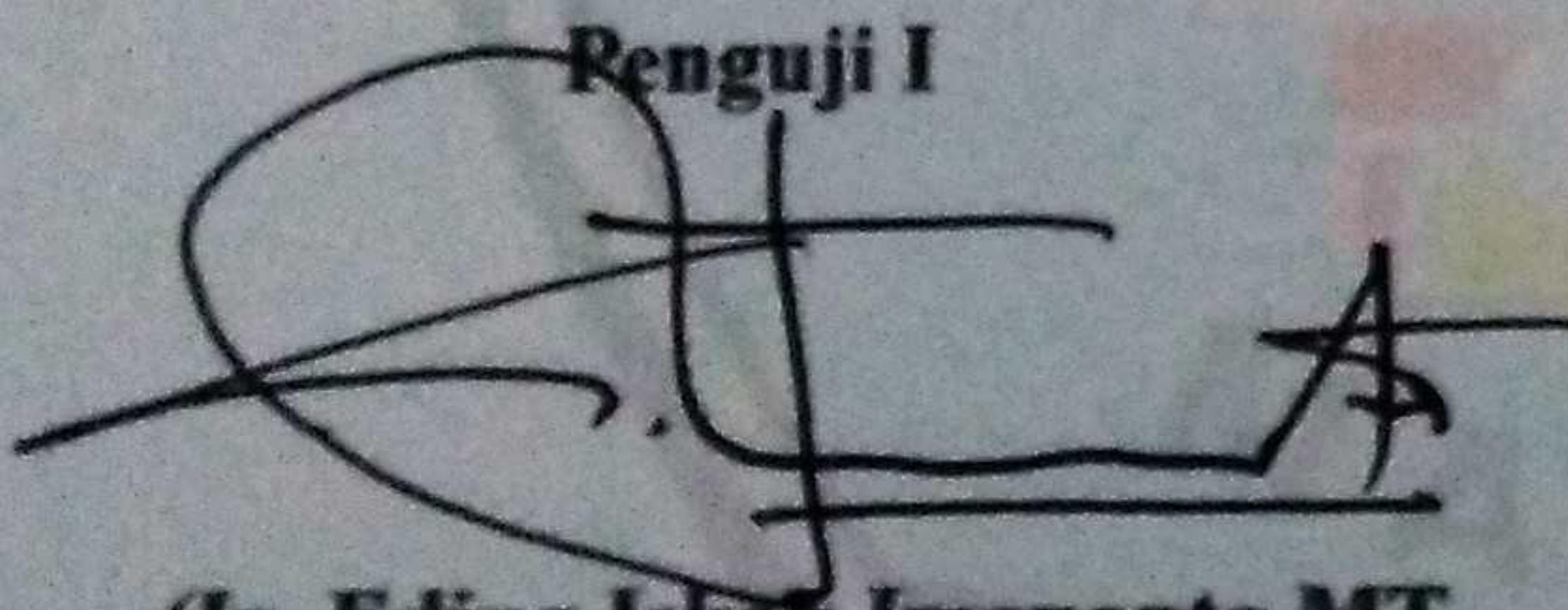
**Sekretaris**



**(Ir. Munasih, MT)**

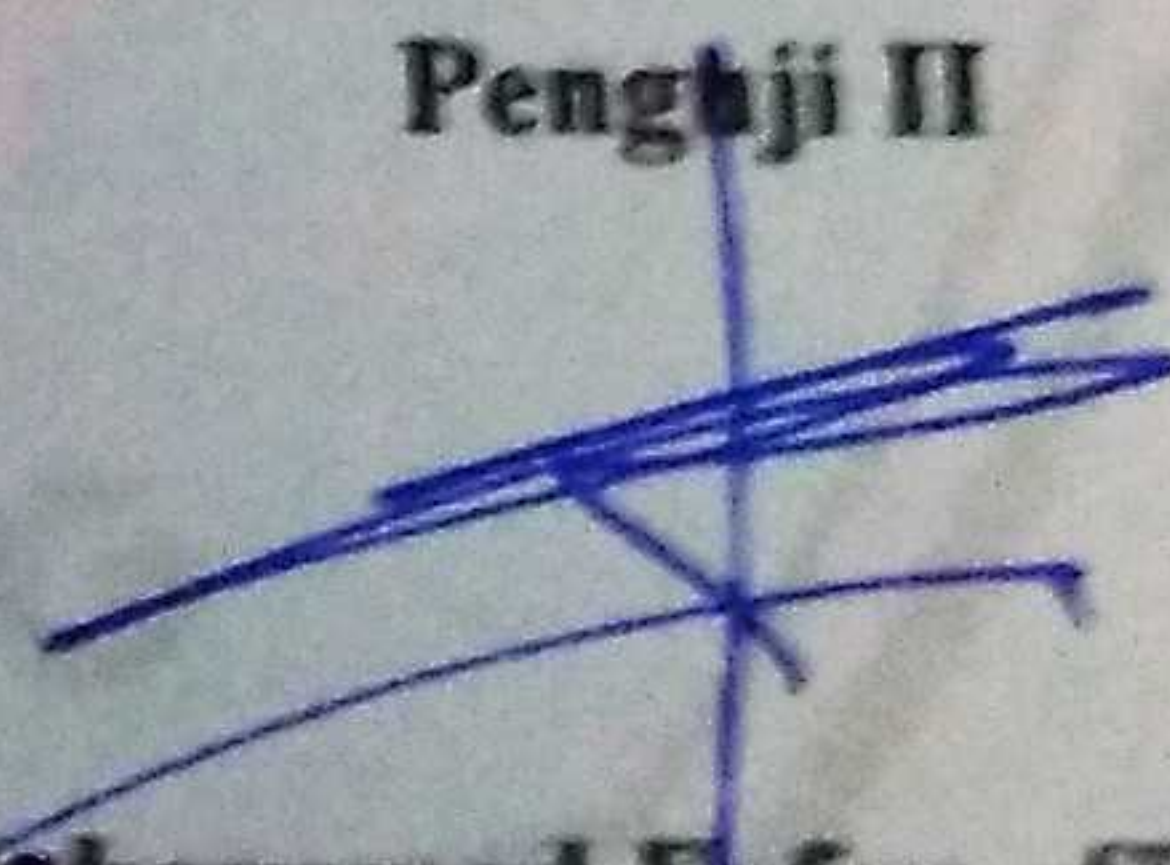
**Anggota penguji:**

**Penguji I**



**(Ir. Eding Iskak Imananto, MT)**

**Penguji II**



**(Muhammad Erfan, ST.MT.)**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1**

**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**

**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

**2017**



**LEMBAR PERSETUJUAN**

**SKRIPSI**

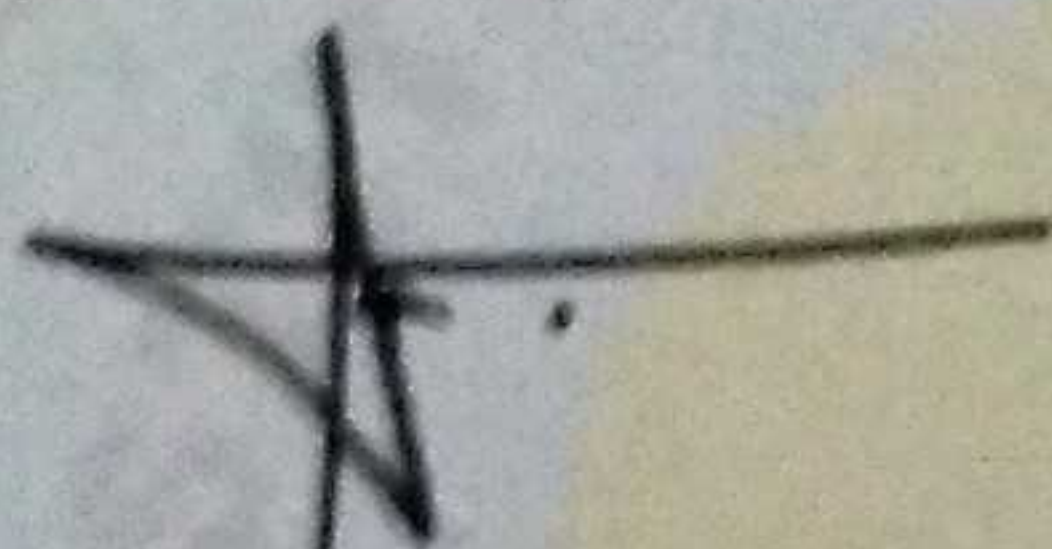
**ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS GEDUNG SERBAGUNA WIDYA  
BAKTI IJEN MALANG DENGAN PENAMPANG KOLOM BULAT**

*Disusun dan Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil S-1  
Institut Teknologi Nasional Malang*

**Disusun Oleh ;  
MERINHO CUCO LOPES DE ARAUJO  
13.21.090**

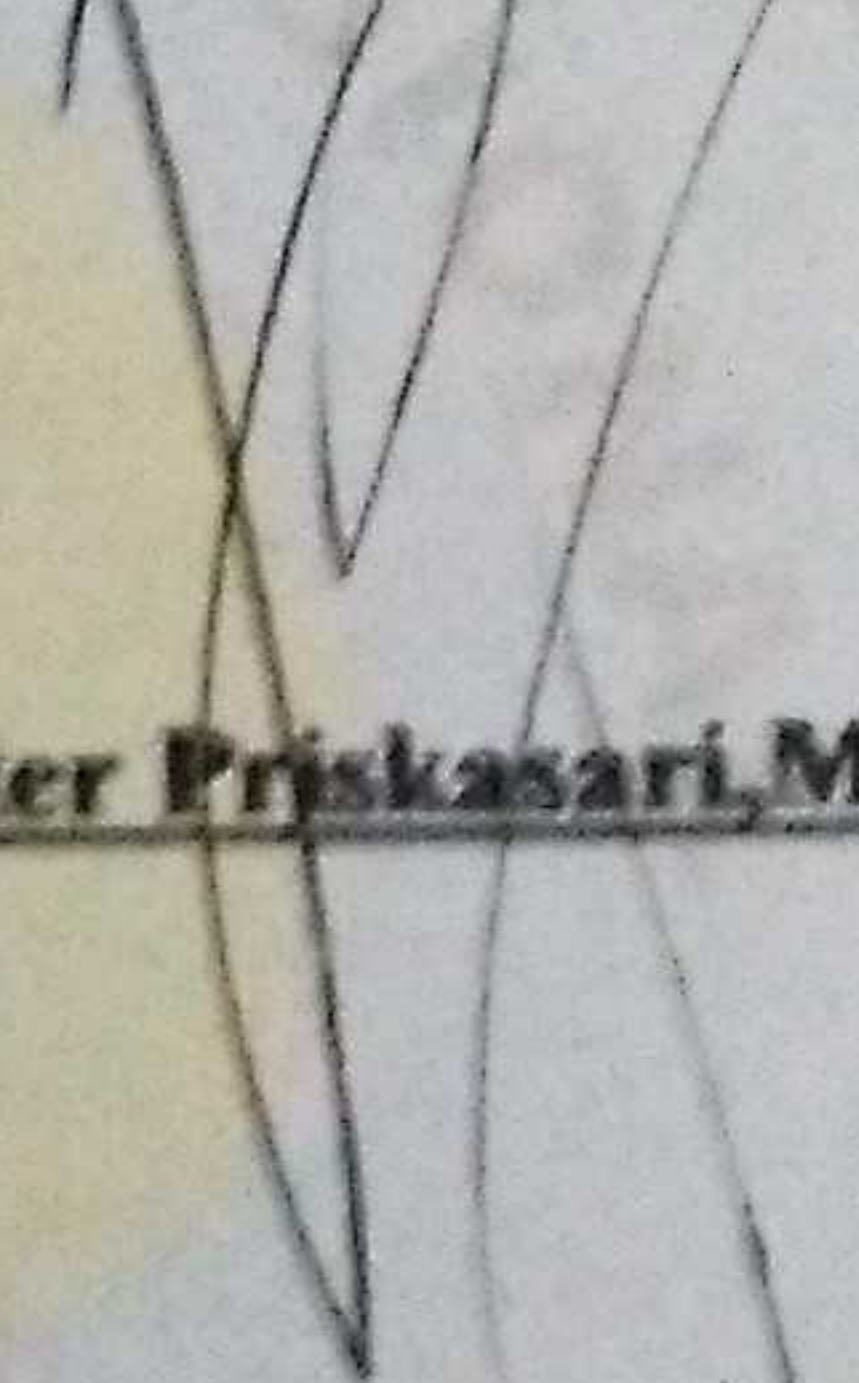
**Disetujui Oleh :**

**Pembimbing I**



**(Ir. A. Agus Santosa, MT)**

**Pembimbing II**



**(Ir. Ester Priskasari, MT)**

**Mengetahui**

**Ketua Prodi Teknik Sipil S-1**



**(Ir. A. Agus Santosa, MT)**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

**2017**



## DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. *"Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung"*. SNI 03 – 2847 – 2013
- Badan Standardisasi Nasional. *"Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung"*. SNI 03 – 1726 – 2013
- Badan Standardisasi Nasional. *"Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung "*. SNI 03 – 1726 – 2012“ .
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan, 1983, *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*, Stensil, Bandung
- Departemen Pekerjaan Umum. *"Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983"*. Yayasan LPMB Bandung.
- Dipohusodo, Istimawan. 1994, *Struktur Beton Bertulang*, Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Edward G. Nawy, P.E., Dr, 1998, *Beton Bertulang*, PT. Refika Aditama, Bandung
- Kusuma Gideon, 1993, *Dasar- dasar Perencanaan Beton Bertulang Berdasarkan SK- SNI T-1991-03*, Erlangga, Jakarta
- Purwono. Rachmat, *"Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa"* Edisi Pertama. 2005. ITS, Surabaya.